Quadro V

Espelho	Carga instantânea		3 meses de carga		12 meses de carga	
	Tensões kg/cm²	Flecha mm	Tensões kg/cm²	Flecha mm	Tensões kg/cm²	Flecha mm
1	17,1		15 5		17,0	
2	38,8		35,5		36,5	
3	54,4		49,8		63,7	
4	53,3	2,30	45,2	4,30	56,1	5,00
5	48,5		42,5		47,6	
6	19,5		18,3		37,0	
7	11,0		8,0		13,3	

Conservando molhadas as vizinhanças dos espelhos, a observação mostra que há, ao fim dos 60 dias da acção da água, oscilações das tensões nos espelhos em torno dum valor médio (que é o dado no Quadro V). Estas oscilações são de pequena amplitude, correspondendo a variações de tensões no betão de 2 a 3 kg/cm². Embora pareçam estar relacionadas com o estado da atmosfera ambiente, estas oscilações não podem ser inteiramente explicadas pelas variações atmosféricas, permanecendo as suas causas, por enquanto, desconhecidas.

As observações registadas no Quadro V mostram então que, enquanto a deformação duplicou o seu valor, as tensões se mantiveram, muito sensìvelmente, constantes.

22. Comparação com os resultados analíticos de Sezawa e Nishimura. — Por via experimental foi tirada a conclusão de que a constante K era independente do módulo de elasticidade da substância que continha o espelho.

Algum tempo após a realização da longa série de observações que conduziu a este resultado, o A. teve conhecimento de uma demonstração analítica desta propriedade.

Sezawa e Nishimura [1] estudaram, em 1931, as tensões desenvolvidas numa placa infinita sujeita a uma tensão uniforme, σ_{1b}, actuando numa direcção do seu plano, com uma inserção circular duma substância diferente do material da placa (fig. 32 *a*).

Contudo, alguns dos resultados obtidos por esta análise não estão de acordo com os factos experimentais.

O valor da diferença das tensões principais, $\sigma_{1v} - \sigma_{2v}$, ao longo do diâmetro do espelho normal à direcção de σ_{1b}, é, segundo o resultado analítico, uniforme (fig. 32 *a*), enquanto a distribuição experimental está quási sempre longe desta uniformidade (fig. 6).

Segundo as expressões de Sezawa e Nishimura, uma das tensões principais ao longo deste diâmetro é nula, mas os espelhos com furo circular revelaram que havia duas tensões principais não nulas no centro do espelho, sendo contudo uma delas muito pequena.

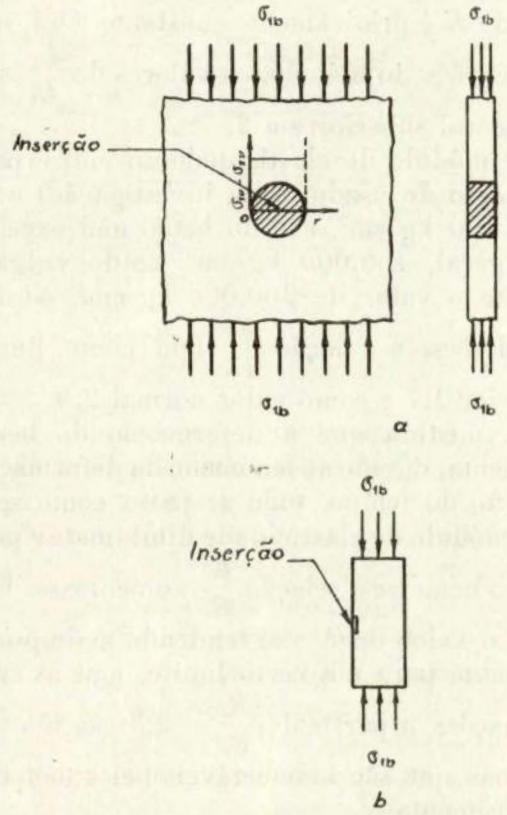


Fig. 32

Claro que estas anomalias serão explicadas pela diferença de condições no contorno do disco. No caso da investigação teórica a transmissão das tensões da placa à inserção circular faz-se dum modo contínuo, através das superfícies em contacto, enquanto no

[1] Katsutada Sezawa e Genrokuro Nishimura, «Stresses under Tension in a Plate with a Heterogeneous Insertion», *Rep. Aeron. Research Inst*, Tokio Imp. Univ., Abril 1931, vol. 6, pág. 25.

caso experimental esta transmissão não só se fará irregularmente mas também não se faz apenas pelos bordos (fig. 32 *b*), pois a ligação da face interior do espelho deve ser muito importante.

Das expressões deduzidas analìticamente por Sezawa e Nishimura é possível obter o valor teórico de K. No caso do coeficiente de Poisson do vidro ser $\nu_v = 0{,}28$ (valor determinado experimentalmente para o vidro usado neste estudo) e no caso do coeficiente de Poisson do betão ser $\nu_b = 0{,}20$, então, os valores que K pode tomar, conforme o valor da relação entre o módulo de elasticidade do vidro, E_v, e o módulo de elasticidade do betão, E_b, estão indicados na fig. 33.

Desta figura conclui-se que para valores de $\frac{E_v}{E_b}$ superiores a cêrca de 2 ou 3, o valor de K é pràticamente constante. Ora, nas aplicações do método, os valores de $\frac{E_v}{E_b}$ são em geral superiores a 2.

O módulo de elasticidade do vidro (pelo menos o do usado nesta investigação) é de 690.000 kg/cm², e o do betão não excede, em geral, 400.000 kg/cm², tendo vulgarmente o valor de 300.000 kg/cm². Nestas condições, a relação $\frac{E_v}{E_b}$ tem como limite inferior 1,7 e como valor normal 2,3.

À medida que a deformação do betão aumenta, devido ao fenómeno da deformação função do tempo, tudo se passa como se o seu módulo de elasticidade diminuisse e portanto como se a relação $\frac{E_v}{E_b}$ aumentasse. Então, o valor de K vai tendendo assimptòticamente para um certo limite, mas as suas variações, a partir de $\frac{E_v}{E_b} = 2{,}3$ são tão pequenas que são indetectáveis pelos métodos experimentais.

A invariabilidade do coeficiente K é a única conclusão tirada do estudo analítico que está de acordo com os resultados experimentais: a tensão no vidro é pràticamente independente do módulo de elasticidade da substância que o contém.

Do trabalho de Sezawa e Nishimura, ainda se conclui que a influência do coeficiente de Poisson é pràticamente desprezível. Na fig. 33 está também indicada a curva da variação de K com $\frac{E_v}{E_b}$, no caso do coeficiente de Poisson do betão ser nulo ($\nu_b = 0$) e no caso do coeficiente de Poisson

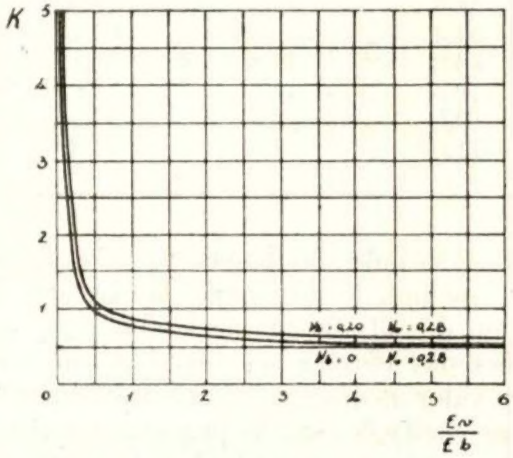


Fig. 33

Variação teórica de K com a relação $\frac{E_v}{E_b}$

do vidro ter o mesmo valor que anteriormente ($\nu_v = 0{,}28$). Como se vê, o afastamento entre esta curva limite e a que corresponde ao valor médio do coeficiente de Poisson do betão, é bastante pequeno.

23. A importância das conclusões obtidas. Um método geral de determinação de tensões. — A independência entre a tensão no espelho e a deformação do betão é, talvez, a propriedade mais importante que o método do tensómetro fotoelástico possui.

É geralmente admitido que as tensões não podem ser directamente avaliadas. Todos os meios de que se dispõe para fazer a sua medição são baseados na observação das deformações, as quais permitem determinar as tensões, mediante o conhecimento do módulo de elasticidade.

Ora o método imaginado por G. Mabboux é o único, de todos os métodos até hoje conhecidos, que dá as tensões sem medir as deformações.

Este facto é particularmente importante porque o método se destina à determinação de tensões no betão. Como se sabe, o betão sofre, pela acção das forças exteriores man-

tidas constantes, um fenómeno de deformação função do tempo. Daqui resulta uma enorme dificuldade na avaliação da tensão pelos métodos clássicos pois este fenómeno vai ainda introduzir uma redistribuição de tensões por toda a estrutura.

Ora os resultados analíticos discutidos no § 22 permitem generalizar o método e concluir que é *possível determinar directamente tensões em qualquer material.*

Na verdade, se na superfície dum sólido de módulo de elasticidade E, se quiser determinar o valor da tensão actuante num determinado elemento, bastará ter colocado, nesse elemento, um pequeno disco duma outra substância de módulo de elasticidade E'. Esta substância deverá ser escolhida de tal modo que $\frac{E'}{E}$ seja, digamos, maior que 3 (§ 22). Em seguida será feita a determinação, *por qualquer método clássico,* das tensões principais σ_1' e σ_2' existentes num ponto escolhido desse disco.

Conhecendo prèviamente o valor de K para o tipo de ligação do disco à superfície do sólido, fàcilmente se determina o valor das tensões σ_1 e σ_2 actuantes no ponto observado dessa superfície

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= K\,\sigma'_1 \\ \sigma_2 &= K\,\sigma'_2\,. \end{aligned} \qquad (11)$$

Deste modo está definido um método geral de *medição de tensões.*

Certo é, que hoje há dúvidas acerca do que interessará realmente conhecer: se as tensões, se as deformações, pois não é possível decidir, com o que actualmente se conhece sobre os fenómenos de rotura, se a resistência dum determinado material depende de certos estados de tensão, de certos estados de deformação, ou dos dois simultâneamente [1].

Provàvelmente, da conjugação dos métodos de determinação de deformações com os de determinação de tensões tirar-se-ão conclusões importantes acerca desta questão da rotura, essencial nos problemas da engenharia.

2.ª PARTE — APLICAÇÕES

CAPÍTULO I

Estudo dalgumas propriedades do betão e do betão armado

O método do tensómetro fotoelástico tem revelado grandes possibilidades na investigação das propriedades do betão e do betão armado.

De facto, durante o estudo deste método foram analisadas algumas propriedades importantes destes materiais.

No parágrafo seguinte serão estudadas as tensões desenvolvidas nas armaduras, em virtude da contracção do betão, usando um tipo especial de armaduras. O método seguido, embora dê apenas ideias qualitativas sobre estas acções, abre um largo caminho na investigação das propriedades do betão armado.

Outros ensaios, em que se estudam as distribuições das tensões em prismas de argamassa armados com ferro, sujeitos à compressão e sujeitos à flexão, vêm também mostrar que o método do tensómetro fotoelástico é, talvez, o mais adequado para o tão importante estudo do papel das armaduras no betão armado.

Nos últimos parágrafos serão apontadas outras propriedades do betão, que este método será certamente capaz de estudar de um modo completo. Uma delas, a deformação inicial do betão, isto é, o estudo das deformações do betão na primeira operação de carga que ele sofre após o endurecimento, já foi estabelecida, há cerca de 15 anos, por outra via. Outra, a influência da forma da brita sobre as resistências do betão não foi ainda, que se saiba, completamente esclarecida.

24. Acções da contracção do betão e da embebição pela água sobre as tensões nas armaduras.—Para estudar a distribuição, nas

[1] Nádai, *Plasticity*, pág. 55 e seg., 1931.

armaduras, das tensões provocadas pela contracção do betão ou pela acção de forças exteriores, foi sugerido um método baseado no emprego de armaduras fotoelásticas. Quando se faz a moldagem da peça de betão ou argamassa, coloca-se nela uma tira de vidro espelhado, na qual se determinam depois as tensões com qualquer dos tensómetros já descritos (fig. 34).

Deste modo é possível obter informações, pelo menos de ordem qualitativa,

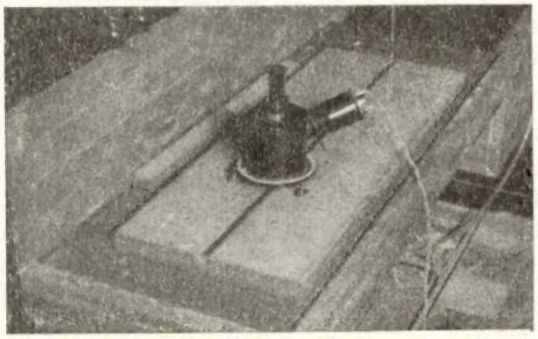


Fig. 34
Placa armada com uma armadura fotoelástica na qual se determinam as tensões com um dos tensómetros descritos

acerca das tensões nas armaduras do betão armado.

As conclusões que a seguir serão expostas nada dizem sobre a grandeza destas tensões, mas a forma das curvas de distribuição das tensões numa armadura de aço não deve ser muito diferente da forma das curvas de distribuição das tensões numa armadura de vidro.

As tensões nas armaduras colocadas no betão logo após a amassadura aparecem bruscamente, decorridas algumas horas depois da betonagem. A fig. 35 mostra como se faz o aparecimento e a evolução da tensão num ponto duma armadura constituida por uma longa tira de vidro espelhado colocada, alguns instantes após a amassadura, na superfície dum prisma de argamassa.

Na fig. 36 estão indicados os diferentes valores da distribuição das tensões nesta armadura, com diversas idades do especímen. A forma destas curvas coincide bem com a forma obtida, também experimentalmente, por Suquet [1], no caso de armaduras de ferro colocadas em prismas de betão.

As tensões na armadura, ao fim de algumas semanas, conquanto ainda cresçam

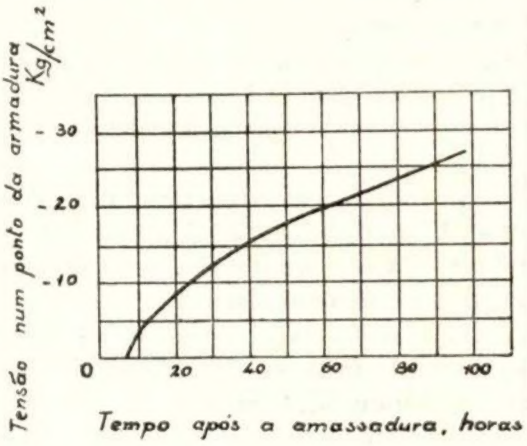


Fig. 35
Evolução da tensão no ponto médio duma armadura com $0^m,50$ de comprimento colocada num prisma de argamassa com $0^m,55 \times 0^m,12 \times 0^m,07$

muito lentamente, começam a sofrer oscilações diárias em torno dum valor médio,

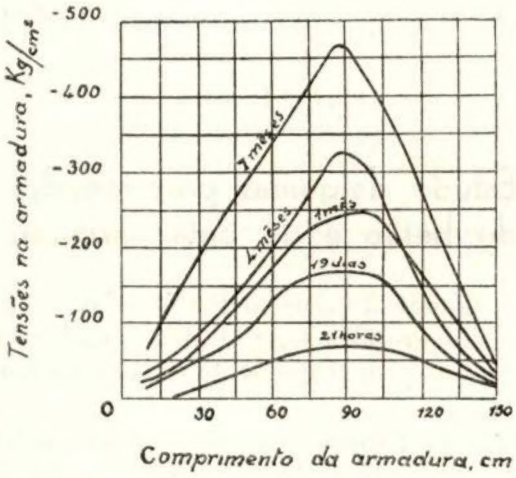


Fig. 36
Distribuição das tensões numa armadura com $1^m,50$ de comprimento colocada num prisma de argamassa com $1^m,50 \times 0^m,40 \times 0^m,10$ conservado ao ar livre do laboratório

oscilações que estão relacionadas com o estado higrométrico do ar ambiente.

---

[1] Suquet, «Note sur la détermination des efforts occasionnés dans les armatures d'une poutre en béton armé, par le retrait du béton», *Ann. des Ponts et Chaus.*, 1932. Vol. I, pág. 337.

Se, após algum tempo de conservação da peça ao ar livre, se mergulhar na água o especímen assim armado, verifica-se que ao fim de algumas horas a tensão na armadura é pràticamente nula (figs. 37 e 38).

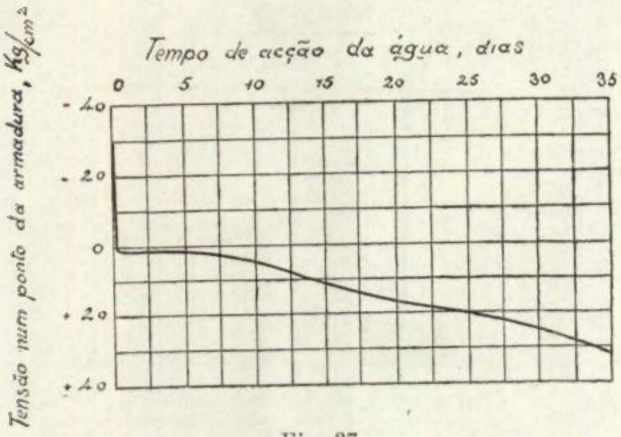


Fig. 37
Variação da tensão no ponto médio duma armadura com 1m,00 de comprimento colocada numa placa de argamassa com 1m,04 × 0m,30 × 0m,05 conservada em água

Atingido este valor, a tensão mantém-se muito sensìvelmente constante nos primeiros 7 dias, aumentando depois regularmente

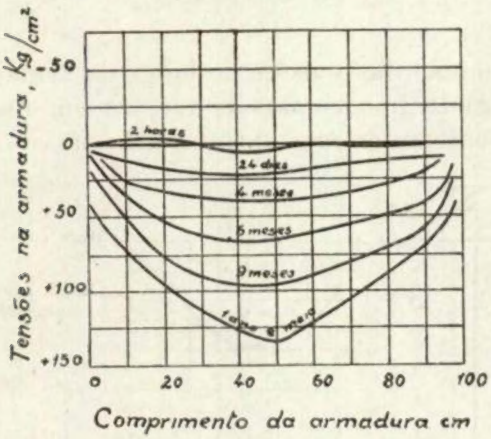


Fig. 38
Distribuição das tensões numa armadura com 1m,00 de comprimento colocada numa placa de argamassa com 1m,04 × 0m,35 × 0m,07 conservada em água

(fig. 37), e tendendo assimptòticamente para um certo valor (fig. 39).

As curvas de distribuição das tensões ao longo da armadura dum prisma conservado na água (fig. 38), são do mesmo tipo das curvas de distribuição destas tensões nas armaduras dos prismas conservados ao ar livre (fig. 36).

A observação detalhada da primeira fase da acção da água sobre o especímen armado parece indicar que a armadura, ao fim das primeiras horas de embebição em água, é levada ao estado de tensão que ela tinha alguns instantes após a presa do cimento.

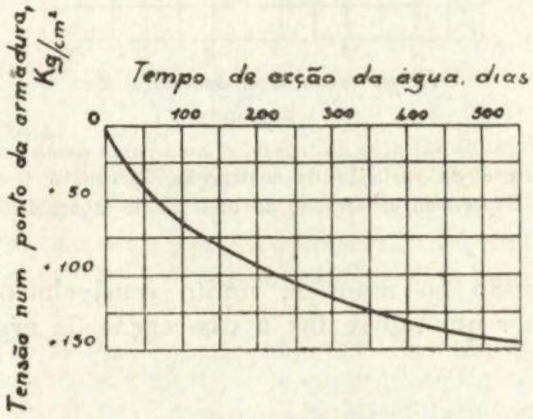


Fig. 39
Variação da tensão no ponto médio duma armadura com 1m,00 de comprimento colocada numa placa de argamassa com 1m,04 × 0m,35 × 0m,07 conservada em água

Conquanto estas variações de tensão na armadura sejam explicadas pelas variações de volume que o betão sofre, quer quando conservado ao ar livre, quer quando mergulhado em água, as medições das variações da contracção, executadas juntamente com as observações das tensões, mostraram que não existe um paralelismo perfeito entre as curvas de variação da contracção e as curvas de variação da tensão, com o tempo.

A fig. 40 compara a evolução da tensão num ponto duma armadura, colocada na argamassa, com a evolução da contracção dessa argamassa.

A fig. 41 relaciona também estas duas grandezas quando se mergulha em água o especímen armado.

Estas curvas mostram que nem toda a contracção é absorvida para impor tensões à armadura. À medida que a contracção, ou o abaixamento de contracção, aumentam, há uma cedência da tensão na armadura.

Estas figuras indicam também que tanto a forma da curva de contracção como a de

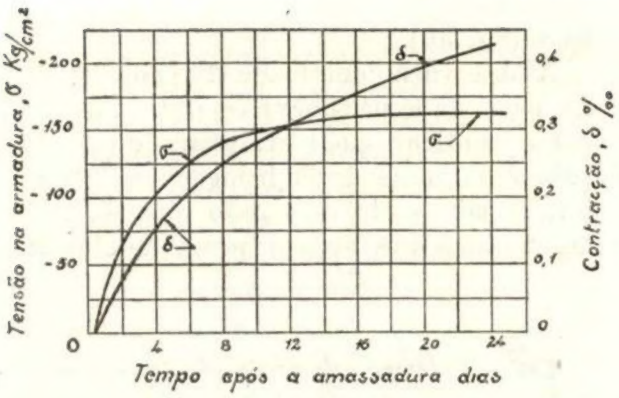


Fig. 40
Curvas da variação da tensão, σ, num ponto duma armadura e da variação da contracção, δ, com o tempo. Especímen conservado ao ar livre do laboratório

tensão se mantêm, muito sensìvelmente, quer quando se faz a dissecação da arga-

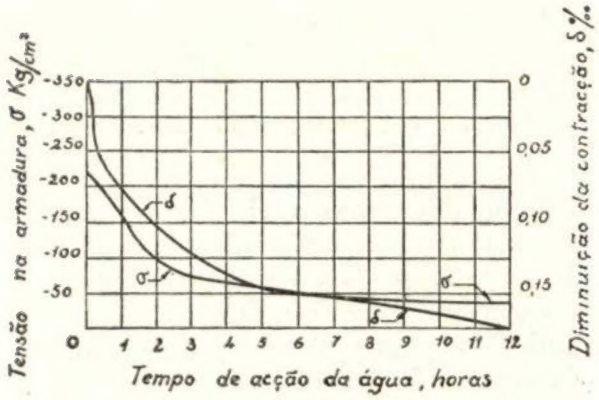


Fig. 41
Curvas da variação da tensão, σ, num ponto duma armadura e da variação da contracção, δ, com o tempo. Especímen mergulhado em água

massa, quer quando se faz a sua embebição pela água.

25. Ensaios de compressão simples do betão armado. — A determinação das tensões na superfície dum prisma de argamassa armado com espelhos colocados na sua superfície fig. 42) revelou, na região média, uma distribuição de tensões representada na fig. 43*b*.

A forma desta curva é certamente explicada pelo facto da armadura constituir um obstáculo para a deformação do betão. Isto significa que as tensões no betão armado não se encontram uniformemente distribuídas no betão.

A compressão de prismas armados com armaduras de vidro revelou que a dis-

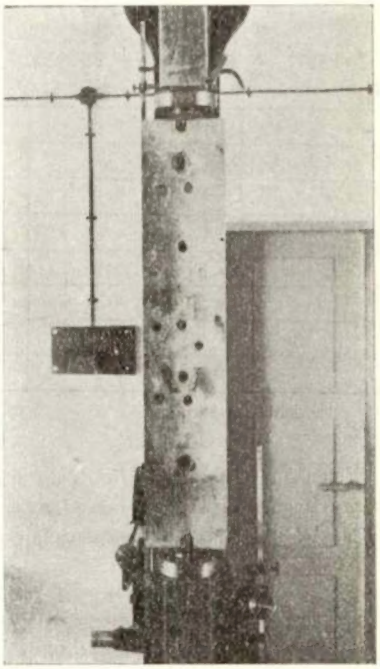


Fig. 42
Prisma ensaiado

tribuição das tensões ao longo da armadura depende imenso das condições em que se encontram os seus extremos. Assim, no caso

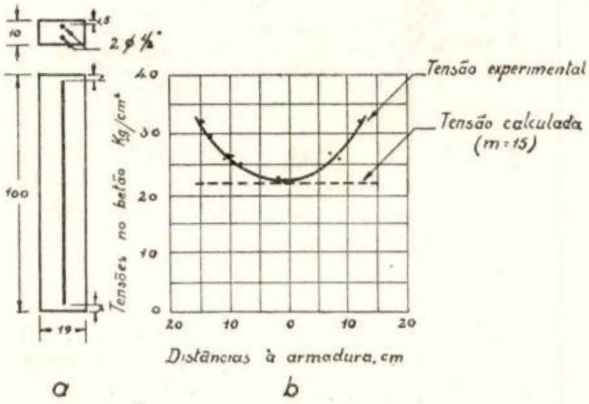


Fig. 43
Esquema do prisma ensaiado e distribuição das tensões na sua região média. Força de compressão aplicada ao prisma: 5000 kg

das armaduras terem os extremos livres, as tensões distribuem-se como está indicado na fig. 44*a*.

Se a armadura estiver completamente embebida no betão, condição que mais correntemente se realiza no betão armado, a distribuição das tensões é então totalmente diferente (fig. 44 *b*). Neste caso, o valor e a distribuição das tensões observadas na armadura, são sensìvelmente iguais às previstas pelo cálculo corrente.

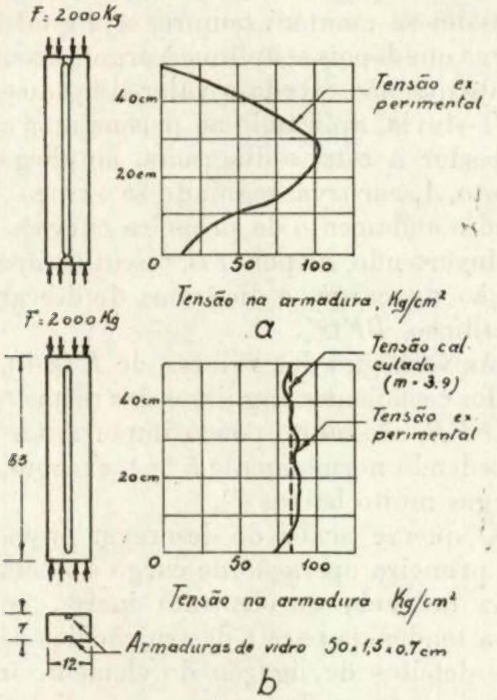


Fig. 44
Distribuição das tensões ao longo da armadura dum prisma comprimido

26. Ensaios de vigas sujeitas à flexão simples. — Submeteram-se à flexão simples[1] duas vigas de argamassa com a mesma secção, uma armada com varões de aço, e outra não armada (fig. 45 *a*). Mediram-se as tensões na superfície dessas vigas, recorrendo a uma distribuição de espelhos igual à que está representada na fig. 30.

Os resultados estão indicados na fig. 45 *b*. As tensões determinadas experimentalmente na viga armada são comparadas com as calculadas pela teoria corrente do betão armado, no caso de se considerar o betão trabalhando à tracção e no caso de o não considerar na tracção. As tensões determinadas na viga não armada são comparadas também com as calculadas pela teoria corrente da flexão. A discordância que se nota entre as tensões de tracção calculadas e determinadas experimentalmente, na viga armada, é devida certamente à fissuração da viga, que vem alterar profundamente o valor e distribuição destas tensões.

A concordância entre as tensões calculadas e determinadas experimentalmente, no caso da viga não armada, fornece mais uma medida da precisão do método do tensómetro fotoelástico.

Apesar da determinação de tensões de tracção pelo método do tensómetro fotoelástico não ter sido ainda sistemàticamente

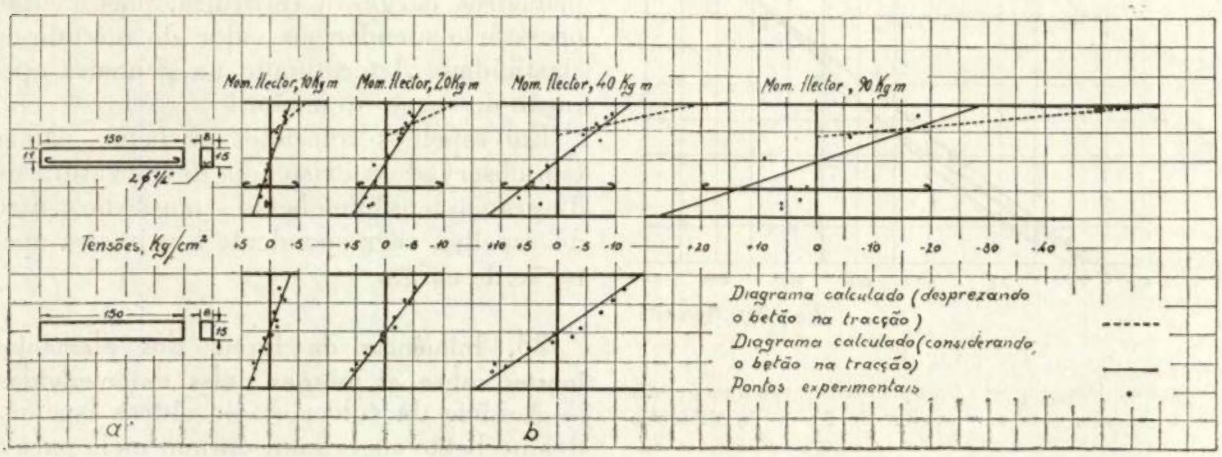


Fig. 45

[1] Designa-se por flexão simples, a flexão em que o esforço transverso é nulo.

estudada, em virtude da dificuldade que há de realizar ensaios de tracção simples no betão, estas observações e as do § 16 mostram que também se determinam tensões de tracção por este método, com a mesma precisão das de compressão.

27. Cedência inicial do betão. — Yoshida [1] estudou, em 1930, os valores do módulo de elasticidade do betão na primeira operação de carga que ele sofre após o endurecimento. Ele encontrou que, nesta primeira carga, a sua deformação é maior do que nas cargas subsequentes. Isto é devido, sem dúvida, à existência dum certo reajustamento entre os elementos que compõem o betão, resultante da destruição de certas ligações.

A observação de espelhos colocados em especímens de *argamassa* permite estudar este fenómeno.

Assim, no caso dum prisma de argamassa sujeito à sua primeira carga de compressão após o endurecimento, o diagrama, tensão no prisma — tensão no centro do espelho (fig. 46), é ligeiramente curvo, *OCA*, com a concavidade voltada para o eixo dos σ_{1b},

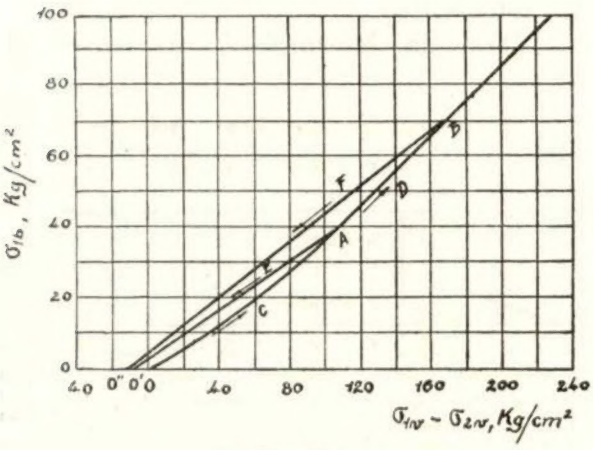


Fig. 46

Diagrama de σ_{1b}, $\sigma_{1v} - \sigma_{2v}$ na primeira carga dum prisma de argamassa com um espelho de 2 cm de diâmetro

o que indica que a tensão no espelho cresce, na primeira carga, mais ràpidamente do que a tensão na argamassa.

Se no ponto *A* do diagrama se inverter o sentido de aplicação da carga, a curva descrita será rigorosamente rectilínea, *AEO'*, e assim se manterá sempre, seja qual for a carga que depois se aplique à argamassa, contanto que não exceda o valor atingido em *A*.

Todavia, aplicando ao prisma uma carga superior a esta, o diagrama, ao chegar ao ponto *A*, encurva, seguindo-se o troço *ADB* com o andamento da primeira curva.

Invertendo, no ponto *B*, o sentido de aplicação da carga, o diagrama de descarga é rectilíneo, *BFO''*.

As variações dos valores de *K* (§ 5), isto é, dos coeficientes angulares das rectas *O'EA* e *O''FB*, são muito pouco importantes (não excedendo normalmente 5 %), excepto para cargas muito baixas [1].

O que se acaba de descrever prova que na primeira operação de carga do betão há uma cedência do elemento inerte, isto é, uma tendência para a destruição dos pequenos defeitos de ligação do elemento inerte ao cimento e das pequenas e finíssimas arestas dos materiais em contacto. Daqui resultará que a deformação do betão será maior na primeira carga do que nas outras.

Este facto é de certa importância na medição de deformações e deslocamentos das construções de betão, quando se aplicam as primeiras cargas à estrutura, pois é então necessário atender ao valor do módulo de elasticidade determinado na primeira operação de carga do betão.

Em espelhos colocados no betão, não se tem observado a existência de curvatura no diagrama, tensão no betão—tensão no centro do espelho, correspondente à primeira operação de carga.

28. Influência da forma dos elementos inertes sobre as tensões neles desenvolvidas. — A ideia da colocação de vidros espelhados no betão sugere um óptimo meio para o estudo da mecânica interna dos betões.

Um dos problemas que o método pode resolver é o da influência da forma do ele-

(1) Telemaco van Langendonck, *Cálculo de Concreto Armado*, pág. 125, vol. I.

(1) O valor de *K* determinado até $\sigma_{1b} = 10$ kg/cm², pode diferir de 30 % do valor de *K* determinado num ensaio levado até $\sigma_{1b} = 100$ kg/cm².

mento inerte sobre as tensões nele desenvolvidas. Deste modo se podem então obter algumas ideias sobre a influência da forma do elemento na rotura do betão [1].

As observações para tais estudos deverão ser efectuadas sobre vidros espelhados com as formas desejadas, colocados em prismas de argamassa ou betão que depois se submetem à acção de forças de compressão, por exemplo.

Alguns ensaios efectuados até agora por este método, não levam à conclusão que a *forma* do elemento tenha uma importância extraordinária sobre as tensões nele desenvolvidas. A fig. 47 mostra as tensões existentes ao longo da secção média de elementos

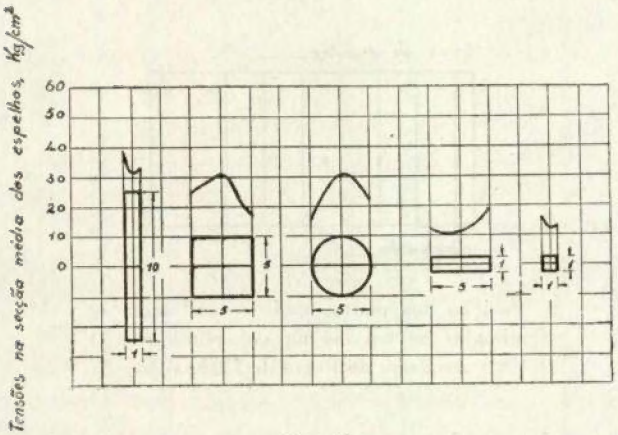


Fig. 47
Tensões em elementos com a forma e dimensões (em cm) representadas, ao longo da secção média normal à direcção de σ_{1b}. Tensão média na argamassa: $\sigma_{1b} = 10$ kg/cm²

de várias formas colocados em prismas de argamassa sujeitos à compressão. Esta secção média dos elementos é normal à direcção da tensão actuante sobre o prisma. Como se vê, as tensões no ponto médio dos elementos de formas diferentes, com as mesmas dimensões, não são muito diferentes.

(1) O problema da influência da forma do elemento inerte sobre a tensão de rotura do betão tem sido principalmente debatido pelos seguintes autores: L'Hermite, «Contribution à l'étude de la mecanique interne du béton», *Circ. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub.*, Série F, n.º 2; Feret, «Sur la forme et l'état de surface des éléments inertes des bétons», *Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub.*, Março-Abril 1937, pág. 52; Faury, *Le Béton*, ed. Dunod, 1942.

Contudo, *a dimensão destes elementos na direcção da tensão actuante no betão*, parece ser importante. De facto, na fig. 48 está marcada em abcissas esta dimensão, e em ordenadas a relação entre a tensão, σ_v, medida

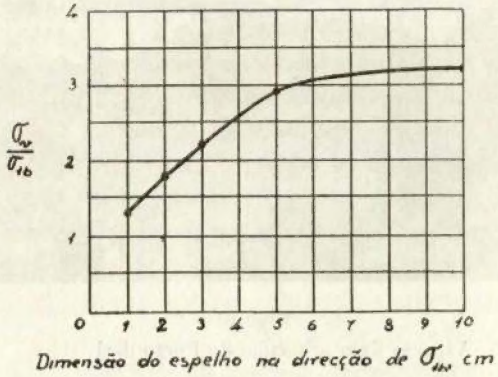


Fig. 48

no centro geométrico do espelho, e a tensão, σ_{1b}, aplicada ao prisma.

O aumento da dimensão do elemento na direcção da tensão actuante, a partir de determinado valor, também parece não trazer grande alteração à tensão desenvolvida nesse elemento.

CAPÍTULO II

Determinação das tensões nas construções

Por meio do método do tensómetro fotoelástico determina-se a *tensão total* actuante no elemento de superfície da construção de betão que contém o espelho, isto é, a resultante das tensões provocadas pelos efeitos da contracção do betão, da temperatura, do peso próprio da estrutura e das outras forças exteriores que lhe sejam aplicadas.

Por esta razão, e em virtude da alta hiperestaticidade das estruturas de betão, o que conduz a uma imprecisão dos métodos de cálculo, não é de estranhar, como aliás já é sabido, que haja uma enorme divergência entre os valores das tensões calculadas e os das tensões determinadas experimentalmente.

Foram observadas, por êste método, três estruturas [1]. Em duas delas, na cobertura dum armazém do Porto de Lisboa, e na

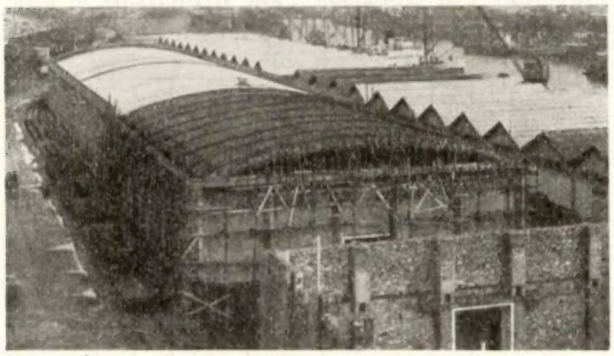


Fig. 49
Aspecto dum armazém do Porto de Lisboa

Canalização da Ribeira de Alcântara, os espelhos foram colocados durante a betonagem, e na terceira, cobertura dum hangar do Aeroporto da Portela de Sacavém, a

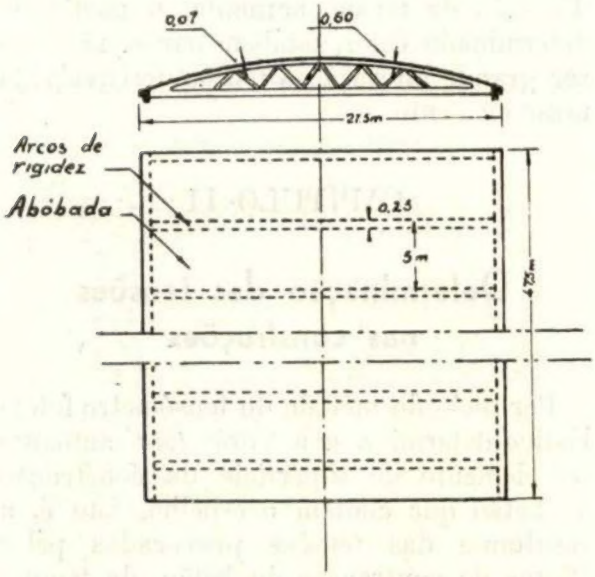


Fig. 50
Representação esquemática da cobertura dum armazém do Porto de Lisboa

colocação dos espelhos fez-se após a betonagem, usando a técnica descrita no § 8.

[1] A pedido das entidades responsáveis pelo projecto e execução destas construções foram feitas medições de tensões e deslocamentos nestas estruturas. Os resultados que a seguir vão ser expostos são extraídos de relatórios oportunamente apresentados a essas entidades.

29. Cobertura dum armazém do Porto de Lisboa. — A cobertura deste armazém (fig. 49) é constituida por uma abóbada delgada de betão armado, reforçada por arcos de rigidez atirantados. Os tirantes são suportados dos arcos respectivos por um sistema triangulado (fig. 50).

Foram medidas as tensões devidas ao peso próprio da cobertura, isto é, as tensões provocadas pela descofragem.

Estas tensões foram determinadas em pontos pertencentes a duas meias secções transversais: uma, junto a um arco de reforço e outra, a meio da distância de dois destes arcos (fig. 51).

As direcções e grandezas das tensões principais estão indicadas na fig. 52. As

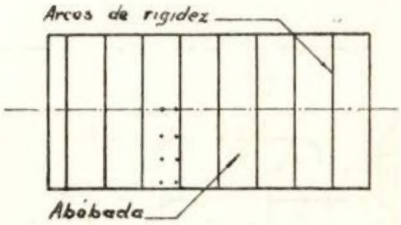


Fig. 51
Posição dos pontos onde foram determinadas as tensões na cobertura dum armazém do Porto de Lisboa

grandezas das tensões actuantes na secção média são comparadas com as calculadas pela teoria das membranas [1].

30. Cobertura dum hangar do Aeroporto da Portela de Sacavém. — Esta cobertura é do mesmo tipo da anterior (fig. 53).

As duas meias secções onde foram feitas as determinações das tensões estão indicadas na fig. 53. Os resultados obtidos estão representados na fig. 54, onde figuram também os valores calculados pela teoria das membranas.

A análise das figs. 52 e 54 mostra que as tensões calculadas pela teoria das membranas e as determinadas experimentalmente não são inteiramente concordantes.

[1] S. Timoshenko, *Theory of Plates and Shells*, pág. 383, 1.ª ed., 1940. As tensões calculadas que figuram neste capítulo não são as dos projectos, mas foram determinadas pelo A..

Esta discordância provém, em parte, do facto das hipóteses admitidas na teoria das membranas não serem verificadas nas obras

xão longitudinal de conjunto, muito importante, que é desprezada pela teoria das membranas.

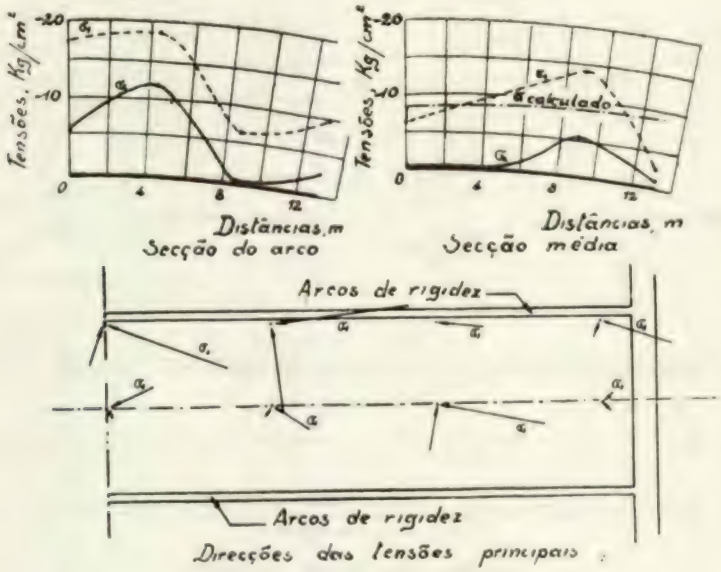


Fig. 52
Tensões observadas na cobertura dum armazém do Porto de Lisboa

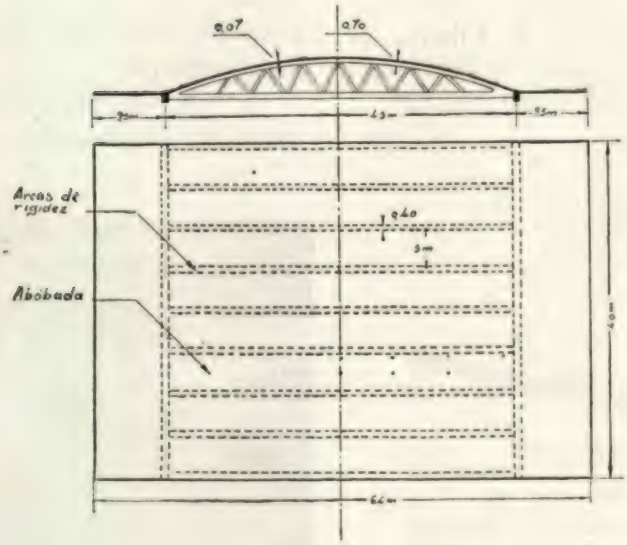


Fig. 53
Representação esquemática da cobertura dum hangar do Aeroporto da Portela de Sacavém. Na planta estão assinalados os pontos onde foram determinadas as tensões

que se observaram. De facto, a medição das flechas das abóbadas, provocadas pelo peso próprio, veio revelar a existência duma fle-

Esta flexão é suficiente para justificar o valor elevado da tensão principal σ_2, para a qual a teoria referida dá valores inferiores

a -1 kg/cm², na hipótese de se tomar o vão da abóbada igual à distância entre arcos de rigidez (5 metros).

Os valores das tensões, obtidos para esta carga, estão indicados, em grandeza e direcção, na fig. 57 e correspondem não só ao

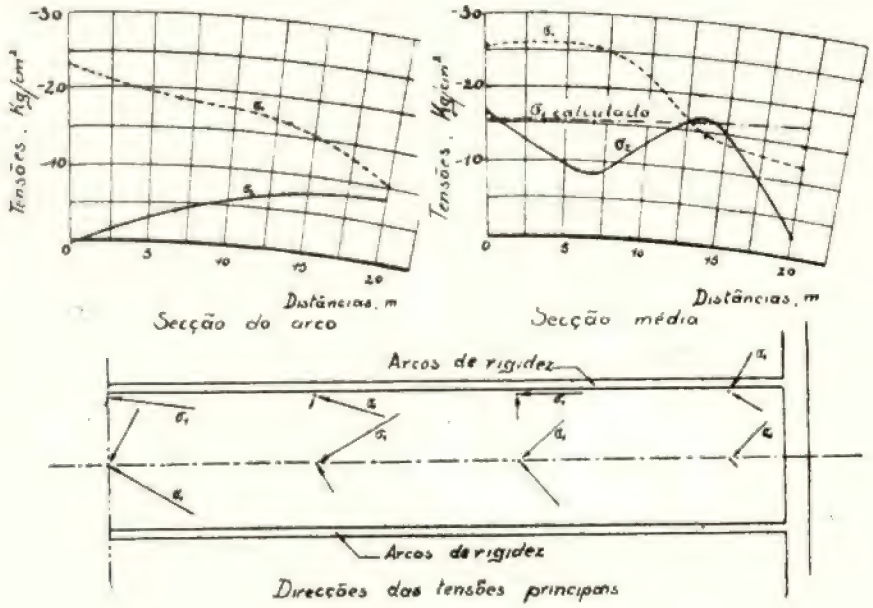


Fig. 54
Tensões observadas na cobertura dum hangar do Aeroporto da Portela de Sacavém

31. Ensaio da Canalização da Ribeira de Alcântara. — Esta canalização, de betão não armado, tem a secção indicada na fig. 55.

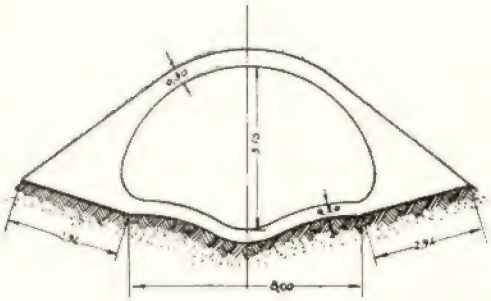


Fig. 55
Perfil da Canalização da Ribeira de Alcântara

A carga foi obtida por meio dum aterro colocado sobre um troço da canalização com cerca de 30 metros de comprimento (fig. 56).

Determinaram-se as tensões desenvolvidas no extradorso da secção média do troço carregado quando o peso total do aterro atingiu o valor de 1300 tons.

peso do aterro mas também ao peso próprio da construção.

Se este equilíbrio fosse elástico plano, a grandeza das tensões actuantes na direcção

Fig. 56
Aspecto da carga

das geratrizes deveria ser muito pequena, comparada com as normais a estas. Tal não acontece porém, em virtude da canalização

sofrer uma flexão longitudinal de conjunto, dado o carácter localizado da carga apli-

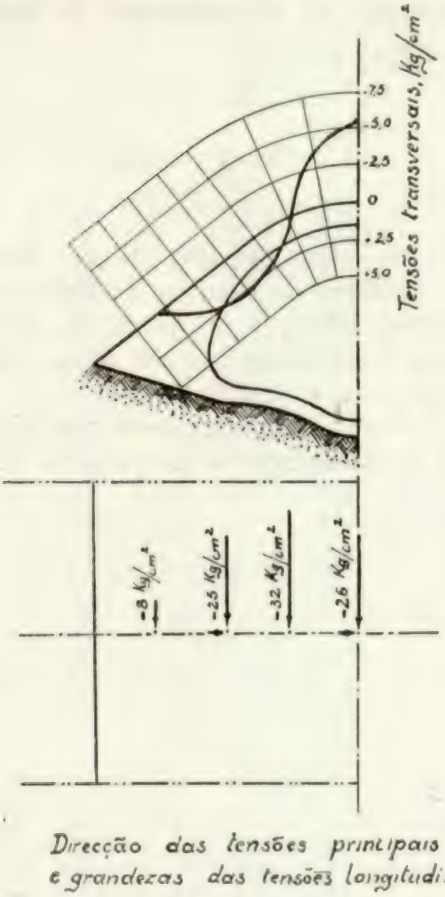


Fig. 57
Tensões observadas no extradorso da canalização da Ribeira de Alcântara, correspondentes ao peso próprio e a uma sobrecarga de 1300 tons. distribuida em 30 m

cada, facto este que foi revelado por nivelamentos de precisão efectuados ao longo do

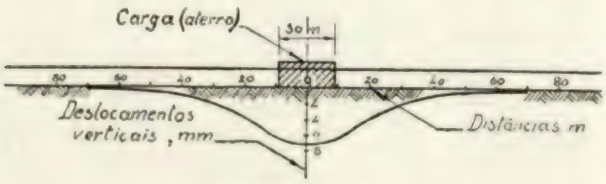


Fig. 58
Curva dos deslocamentos verticais da canalização da Ribeira de Alcântara, provocados por uma sobrecarga de 1300 tons. distribuida em 30 m

canal. Os resultados fornecidos por esses nivelamentos são apresentados na fig. 58.

Conclusões

O método do tensómetro fotoelástico é um dos métodos mais convenientes para determinar as tensões no betão, pelas razões que a seguir se apresentam.

A primeira resulta do método determinar as tensões e não as deformações. Já foi oportunamente apontado (§ 23) que este facto é extremamente importante no betão. A existência das deformações função do tempo torna difícil conhecer o módulo de elasticidade do betão, conhecimento indispensável para o cálculo das tensões, quando são medidas as deformações.

O facto do espelho ser colocado no betão desde o momento da betonagem faz que ele acuse a *tensão total* na região onde está colocado. A tensão revelada por ele será pois a resultante das tensões provocadas pelo peso próprio, pela contracção, pelos efeitos de temperatura e de estado higrométrico, e pela acção das forças exteriores.

A circunstância de ser um método óptico confere-lhe a propriedade da aparelhagem utilizada não ser influenciável pelas perturbações exteriores (choques, vibrações, vento, etc.) ao contrário do que acontece com os outros métodos, como por exemplo, com os mecânicos. Esta propriedade é muito importante, sobretudo nas aplicações à determinação das tensões nas construções.

Todavia, por este método não se pode determinar a tensão no interior dum sólido de betão.

Certo é que a determinação de tensões, ou melhor, de deformações, no interior dum sólido, sòmente tem sido possível com os extensómetros de corda vibrante. Mas esta limitação do método do tensómetro fotoelástico não é considerável, pois é necessário não esquecer que as maiores tensões se dão na superfície das peças, e por isso é muito importante a sua determinação, embora o conhecimento das tensões num ponto qualquer dum sólido seja uma questão indispensável para o esclarecimento completo dos problemas da distribuição das tensões nas construções.

Os espelhos, conforme já foi referido (§ 7), podem ser aplicados em duas fases distintas do estado do betão: quando se faz a betonagem ou após o endurecimento.

A colocação dos espelhos após o endurecimento, apesar de ser mais trabalhosa e de não conduzir à determinação das tensões totais, pois a tensão no espelho resulta então da que é provocada por todas as causas que actuam após a sua colocação, tem a vantagem de permitir uma *maior precisão* na determinação das tensões.

Em todos os ensaios de laboratório efectuados, e nos quais a determinação de tensões era possível fazer-se pelo cálculo [ensaio do disco de argamassa (§§ 10 e 16), ensaio da viga de argamassa não armada (§ 26) e numerosíssimos ensaios de compressão simples], as tensões foram determinadas com erros que não excedem 15 %, e então, é de esperar que a mesma precisão seja atingida na determinação de tensões nas construções.

AGRADECIMENTO

O A. agradece ao Sr. Eng.º Manuel Rocha, Director do Centro de Estudos de Engenharia Civil, e a quem se deve a iniciativa deste trabalho, não só os preciosos conselhos e ensinamentos com que sempre o acompanhou, mas também o cuidado posto na revisão da presente publicação.

Noções Topológicas num Espaço Métrico

PELO ALUNO ANTÓNIO SALES LUÍS
(Curso de Química)
C. D. 531

Consideremos um conjunto E e introduzamos nesse conjunto uma métrica. Seja *a* um ponto desse conjunto. Chama-se Vizinhança do ponto *a* de raio δ — V_δ (a) — ao conjunto dos pontos x, pertencentes a E, tais que:

$$d(a,x) \leqslant \delta$$

ou

$$d(a,x) < \delta$$

No primeiro caso, diz-se que a vizinhança é fechada; no segundo caso diz-se que é aberta. Consideraremos, neste estudo, apenas as vizinhanças abertas.

Seja, então, E um conjunto metrificado e *a* um ponto da totalidade (pertencente ou não a E):

Diz-se que esse ponto *a* da totalidade é um ponto de acumulação de E quando existir uma vizinhança V_δ (a) — sendo $\delta >$ o qualquer — na qual há, pelo menos, um ponto de E, distinto de *a*. Por outras palavras, quando nessa vizinhança existir, pelo menos, um ponto do conjunto [E — {a}].

Diz-se que esse ponto *a* da totalidade é um ponto aderente de E quando existir uma vizinhança V_δ (a) — sendo $\delta >$ o qualquer — na qual há, pelo menos, um ponto de E (podendo ser o próprio *a*).

Das definições apresentadas conclui-se imediatamente:

1.º) Todo o ponto dum conjunto é seu ponto aderente;

2.º) Poderá haver pontos no conjunto que não sejam seus pontos de acumulação;

3.º) Todo o ponto de acumulação dum conjunto é seu ponto aderente;

4.º) Poderá haver pontos aderentes que não sejam pontos de acumulação.

Formemos, agora, o conjunto de todos os pontos de acumulação de E. A esse conjunto chama-se Derivado de E e representa-se por E'.

Formemos o conjunto de todos os pontos aderentes de E. A esse conjunto dá-se o nome de Fecho de E e representa-se por $\overline{E}$.

Que relação existirá entre estes 2 conjuntos E' e $\overline{E}$?

É evidente que o fecho dum conjunto é a união desse conjunto com o seu derivado. Na verdade, como já vimos, todos os pontos de acumulação são pontos aderentes, isto é: $E' < \overline{E}$. Quais são os únicos possíveis pontos de $\overline{E}$ que não pertencem a E'? Serão, evidentemente, aqueles pontos que, pertencendo a E, não são seus pontos de acumulação. Então:

$$\overline{E} = E' \cup E$$

Sendo assim, o conjunto E é formado por 2 espécies de pontos: pontos simultâneamente aderentes e de acumulação e pontos que são aderentes mas não são de acumulação. Ao conjunto dos primeiros pontos (pontos dum conjunto que são seus pontos de acumulação) dá-se o nome de Coerência ou parte concentrada de E, e representa-se por c(E). Ao conjunto dos segundos (pontos dum conjunto que não são seus pontos de acumulação) dá-se o nome de parte isolada de E, e representa-se por is(E). Sendo assim, o conjunto E será a união de 2 conjuntos disjuntos:

$$E = c(E) \cup is(E)$$

em que:

$$c(E) \cap is(E) = O$$

Existem ainda pontos simultâneamente aderentes e de acumulação que não pertencem a E. Ao conjunto desses pontos dá-se o nome de Orla de E, e representa-se por o(E).

O conjunto E′ será, então, a união da coerência com a orla:

$$E' = c(E) \cup o(E)$$

e o fecho $\overline{E}$ será a união do conjunto E com a sua orla:

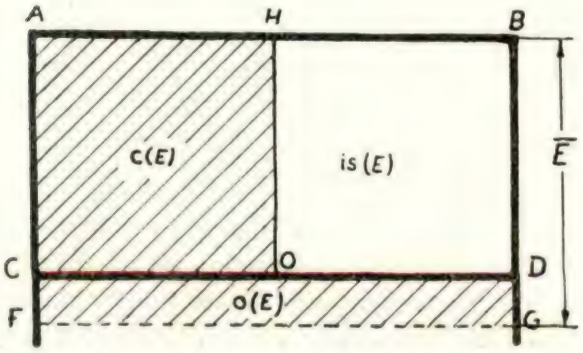
$$\overline{E} = E \cup o(E)$$

É de notar que o conjunto E e a sua orla são conjuntos disjuntos, isto é, não têm pontos comuns:

$$E \cup o(E) = O$$

Com os elementos que já dispomos, estamos aptos a construir uma representação simbólica que nos permite ver fàcilmente as relações que existem entre esses conjuntos. Note-se, contudo, que essa representação é puramente simbólica. Na verdade, na sua construção, pressupomos que esses elementos estão dispostos duma maneira ordenada. Além disso, convencionaremos representar os elementos do conjunto pelos pontos dum polígono e, embora incorrectamente, diremos que representamos o conjunto por esse polígono.

Representemos, então, o conjunto E pelo rectângulo [ABDC]. Dividamos esse rectângulo em 2 partes pelo segmento $\overline{HO}$. Os rectângulos assim obtidos — [AHOC] e [HBDO] — representarão, evidentemente, 2 conjuntos disjuntos cuja união iguala o conjunto E. Esses conjuntos são, pelo que vimos, a coerência e a parte isolada de E. Além disso temos a considerar fora de E — e, portanto, fora do rectângulo [ABDC] — o conjunto orla de E. Representamos esse conjunto pelo rectângulo [CDGF]. Teremos, então,



em que:

[ABDC]	representa o conjunto	E
[AHOC]		c(E)
[HBDO]		is(E)
[CDGF]		o(E)

Além disso, como:

$$\overline{E} = E \cup o(E)$$

e

$$E' = c(E) \cup o(E)$$

teremos ainda:

[ABGF]	representa o conjunto	$\overline{E}$

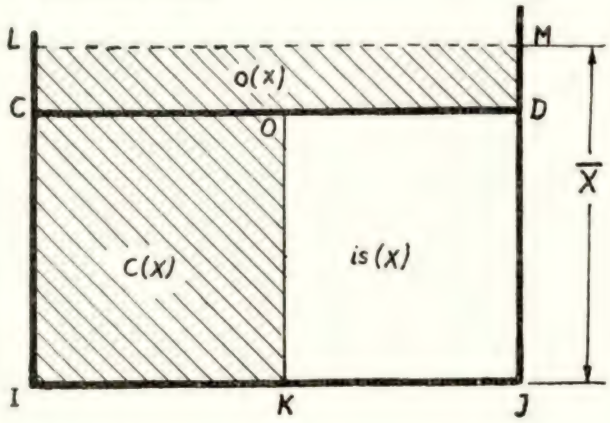
e

[AHODGFA]	E′

Construamos anàlogamente o conjunto complementar de E a que chamaremos, para evitar confusões, X:

$$X = 1 - E$$

Teremos então:



em que:

[CDJI]	representa o conjunto	X = 1 — E
[COKI]		c(X)
[ODJK]		is(X)
[LMDC]		o(X)
[LMJI]		$\overline{X}$
[LMDOKIL]		X′

Notemos que a orla de X é o conjunto dos pontos de E que são ponto de acumulação de X. Ao conjunto desses pontos também se dá o nome de Bordo de E e representa-se por b(E).

$$o(X) = b(E)$$

Anàlogamente, a orla de E será o bordo de X:

$$o(E) = b(X)$$

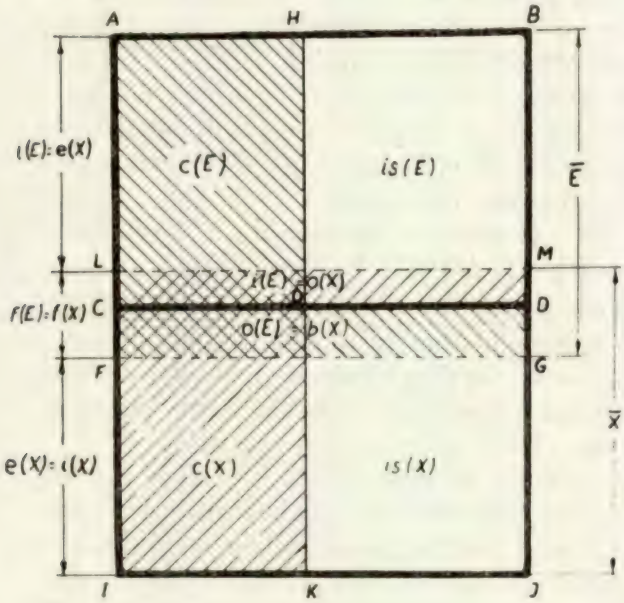
Ao conjunto, união destes 2 conjuntos, dá-se o nome de Fronteira e representa-se por f(E) ou f(X).

É ainda conveniente notar que alguns destes conjuntos podem ser conjuntos vazios. Há, contudo, pares desses conjuntos que não podem ser simultâneamente vazios. Assim, se o conjunto E não for vazio, a coerência e a parte isolada não podem ser simultâneamente nulos pois:

$$E = c(E) \cup is(E)$$

Além disso, o bordo e a orla, como adiante demonstraremos, não podem também ser simultâneamente nulos.

Façamos, agora, a sobreposição daqueles 2 esquemas, convencionando representar a totalidade pelo rectângulo [ABJI]. Obteremos:



Para melhor compreensão do esquema tracejamos a parte correspondente aos derivados, dando diferente inclinação para distinguir E′ de X′. A parte em que há sobreposição de tracejados representa, evidentemente, o conjunto de pontos que são simultâneamente pontos de acumulação de E e de X.

Ao conjunto dos pontos de E que não são pontos de acumulação do complementar dá-se o nome de Interior de E e representa-se por i(E).

Ao conjunto dos pontos de X que não são pontos de acumulação de E chama-se Exterior de E e representa-se por e(E).

Da própria definição conclui-se que o interior dum conjunto é o exterior do seu complementar, isto é:

$$i(E) = e(X)$$

e

$$e(E) = i(X)$$

No esquema será:

$i(E) = e(X)$ representado por [ABML]

e

$e(E) = i(X)$ [FGJI]

Estabelecido o esquema, vamos analisar casos importantes em que alguns destes conjuntos se anulam.

1.º $o(E) = O$

Pelo gráfico se vê que, se a orla de E for nula, os segmentos FG e CD coincidirão e, então, o conjunto E coincide com o seu fecho $\bar{E}$. Diz-se, então, que o conjunto E é um conjunto Fechado. Pelo gráfico pode-se ainda verificar que, nesse caso, o conjunto E′ iguala-se à coerência de E e, portanto, está contido em E.

Podemos, então, dizer que conjunto fechado é aquele que coincide com o seu fecho ou aquele que contém o seu derivado ou ainda aquele cuja orla é nula. Todas estas expressões são sinónimas.

Vejamos ainda o que se passa com o conjunto X. Como ele não tem bordo — $b(X) = o(E)$ —, o segmento FG não existe e, portanto, o conjunto X coincidirá com o seu interior:

$$i(X) = X$$

Diremos, então, que o conjunto X é um conjunto Aberto. Quer dizer, se um conjunto é aberto, o seu complementar é

fechado; coincidirá com o seu interior e o seu bordo será nulo.

Em resumo, dizer que a orla dum conjunto E é nulo é o mesmo que afirmar:

a) O conjunto E coincide com o seu fecho
b) O conjunto E contém o seu derivado
c) O conjunto E é fechado
d) O conjunto complementar de E coincide com o seu interior
e) O conjunto complementar de E é aberto.

Ora, tudo isto conclui-se imediatamente pela análise do gráfico.

2°) b (E) = O

É um caso idêntico ao primeiro visto que o bordo dum conjunto é a orla do complementar. Neste caso, o conjunto E será aberto e X fechado.

3°) is (E) = O

Afirmar que a parte isolada de E é nula é o mesmo que dizer que o segmento HO coincide com BD. Então a coerência de E coincidirá com o conjunto E:

$$c\ (E) = E$$

Diz-se, neste caso, que o conjunto E é um conjunto concentrado. O gráfico mostra-nos ainda que, se a orla de E não for nula, o conjunto E será uma parte-própria de E'. Quer dizer, se um conjunto for concentrado ele será contido pelo seu derivado.

Se a orla de E for nula, então, E e E' coincidirão. Diz-se que o conjunto E é um conjunto Perfeito. Será simultaneamente fechado (pois coincide com o seu fecho) e concentrado (pois coincide com a sua coerência).

4°) c (E) = O

Afirmar que a parte concentrada de E é nula é o mesmo que dizer que o segmento HO coincide com AC. Nesse caso, a parte isolada de E coincide com ele e, então, diz-se que E é um conjunto Isolado.

Se, além disso, a orla de E for nula, o derivado E' é nulo e, então, diz-se que o conjunto E é um conjunto Discreto.

5.°) b(E) = o(E) = O

Como já dissemos, este caso nunca poderá existir (a não ser que E seja o conjunto vazio). Na verdade, se o bordo é nulo o conjunto E coincide com o seu interior e, então, é um conjunto aberto. Se a orla é nula, E coincide com o fecho e, então, é um conjunto fechado. Quer dizer, na hipótese de serem simultâneamente nulos o bordo e a orla, E seria, ao mesmo tempo, um conjunto aberto e fechado. Ora isto é um absurdo pois demonstra-se que, se um conjunto é fechado, não pode ser aberto.

Concluimos, assim, que um conjunto tem sempre fronteira.

A simples análise do esquema ainda nos permite verificar fàcilmente propriedades importantes destes conjuntos. Assim, se quisessemos verificar que relação existe entre o interior dum conjunto e o complementar do fecho do seu complementar, fácil se tornaria ver que eles são iguais.

Na verdade, o interior de E é representado por: [ABML]. E, como o fecho do complementar — $\overline{X}$ — é representado por [LMJI], o complementar deste será [ABML]. Anàlogamente, fácil se torna ver que o bordo dum conjunto é a parte comum desse conjunto com o fecho do seu complementar.

Quando fizemos o estudo destas noções, fomos levados ao estabelecimento desta representação puramente simbólica que julgamos inédita. Como ela nos prestou valiosos auxílios na sua compreensão, resolvemos publicá-las, com o intento de facilitar, assim, o estudo delas.

CÁLCULO DUM SILO RECTANGULAR DE BETÃO ARMADO

POR EDUARDO CANSADO DE CARVALHO
(Do Curso de Engenharia Civil)

(Conclusão)

C. D. 624.012.3

25 — Cálculo dos pilares

A altura total das paredes verticais é de 21,0 m mas para o cálculo do volume total do silo considera-se o valor 22,0 m para deixar de atender em separado ao volume das tremonhas. Esta aproximação simplifica os cálculos e é perfeitamente admissível.

O desenvolvimento total das paredes em planta é de:

$$C = 3 \times 3 \times 3{,}4 + 4 \times 2 \times 3{,}0 \approx 55 \text{ m}$$

Também é necessário conhecer a espessura média das paredes verticais do silo para o que se procede do modo seguinte:

Espessuras médias parciais

1) Numa secção vertical junto ao canto (fig. 9)

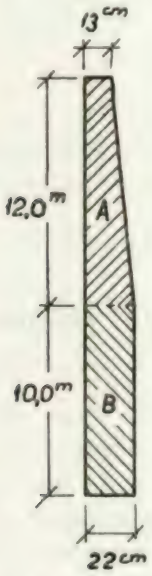


Fig. 9

$$A = 12{,}0 \times (0{,}13 + 0{,}22) \times \frac{1}{2} = 2{,}10 \text{ m}^2$$

$$B = 10{,}0 \times 0{,}22 = 2{,}20 \text{ m}^2$$

$$e'_{med} = \frac{2{,}10 + 2{,}20}{22{,}0} = 0{,}195 \text{ m}$$

2) Numa secção vertical a meio (Fig. 10)

$$A' = 12{,}0 \times (0{,}10 + 0{,}16) \times \frac{1}{2} = 1{,}56 \text{ m}^3$$

$$B' = 10{,}0 \times 0{,}16 = 1{,}60 \text{ m}^2$$

$$e''_{med} = \frac{1{,}56 + 1{,}60}{22{,}0} = 0{,}145 \text{ m}$$

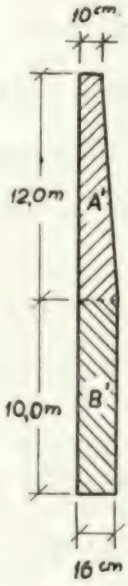


Fig. 10

3) Numa secção vertical a meio dum esquadro de ligação

$$e'''_{med} = (0{,}195 + 0{,}145) \times \frac{1}{2} = 0{,}170 \text{ m}$$

Espessura média geral

Admitindo que em qualquer das paredes os esquadros de ligação têm 0,5 m de compri-

mento em cada apoio, a espessura média das paredes verticais será então (fig. 11):

$$e_{med} = \frac{0{,}170 \times (0{,}5 + 0{,}5) + 0{,}145 \times 2{,}0}{0{,}5 + 0{,}5 + 2{,}0} = 0{,}15\,m$$

Volume total de betão

$$V = C \,.\, e_{med} \,.\, H = 55 \times 0{,}15 \times 22{,}0 = 180\ m^3$$

Peso do silo (incluindo as tremonhas)

$$P_1 = 180 \times 2{,}4 = 430 \text{ ton}$$

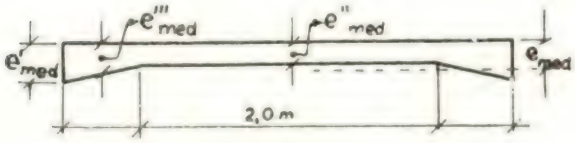


Fig. 11

Peso do cereal contido nas células

$$P_2 = 2 \times 3 \times (3{,}40 - 0{,}15) \times (3{,}20 - 0{,}15) \times \times 22{,}0 \times 0{,}8 = 1.050 \text{ ton}$$

Tendo então os pilares que suportar a carga:

$$P = P_1 + P_2 = 1.480 \approx 1.500 \text{ ton}$$

e sendo *n* o número de células do silo, ter-se-há assim:

1) Carga num pilar *interior*

$$\frac{P}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ ton}$$

2) Carga num pilar *de bordadura*

$$\frac{P}{2n} = \frac{1500}{2 \times 6} = 125 \text{ ton}$$

3) Carga num pilar *de canto*

$$\frac{P}{4n} = \frac{1500}{4 \times 6} = 62 \text{ ton}$$

26 — Esforços adicionais devidos à acção do vento

Em virtude da forma rectangular em planta do silo, estudar-se-á a acção do vento apenas quando ele actua sobre as suas paredes laterais maiores. É esta a hipótese mais desfavorável a considerar não só pelo que diz respeito ao derrubamento como também pelo que respeita às fadigas do terreno.

Supondo que o espaço entre as colunas exteriores é fechado o esforço devido ao vento

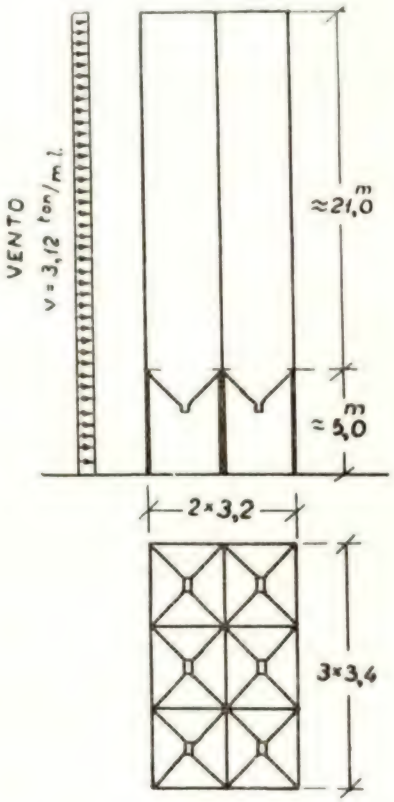


Fig. 12

por metro linear de largura da parede do silo e para uma pressão de 120 kg/cm² será (fig. 12):

$$v = 1{,}0 \times 26{,}0 \times 0{,}12 = 3{,}12 \text{ ton}/_{m.l}$$

27 — Natureza dos esforços normais nos pilares

Sob a acção do vento os pilares do lado donde este sopra estarão submetidos a esforços de tracção sendo os do lado oposto submetidos a esforços de compressão.

Admitindo que estes esforços variam linearmente com a sua distância ao eixo longitudinal do silo, os pilares contidos no plano vertical que passa por este eixo não sofrerão quaisquer esforços normais sob a acção do vento.

28 — Cálculo dos momentos flectores, dos esforços normais e dos esforços tangenciais nos pilares, devidos à acção do vento

Para este cálculo é necessário conhecer à priori as secções dos pilares.

Arbitremos então as dimensões para os pilares que suportam o silo da maneira que se indica na figura 13.

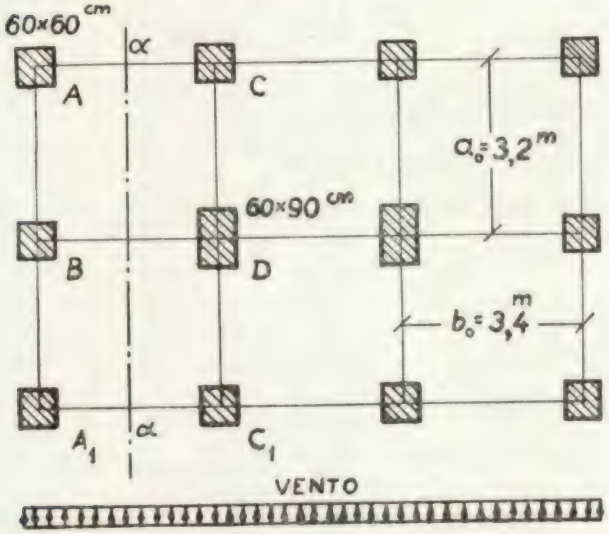


Fig. 13

O número de pilares diferentes a verificar será então de quatro representados genèricamente na figura 13 com as letras A, B, C e D.

Admitamos que os pilares são articulados na base e encastrados totalmente na sua parte superior.

Para os pilares A, B e A_1 poder-se-á escrever a seguinte equação de equilíbrio (vidé figura 14), que permite determinar o esforço normal adicional de compressão ou de tracção (nos pilares):

$$\frac{Q}{2} \times \lambda = R_1 \times 2\, a_0$$

$$\therefore R_1 = \frac{Q\,\lambda}{4\, a_0} = \frac{v\, b_0\, \lambda}{4\, a_0} = \frac{3{,}12 \times 3{,}4 \times 13{,}0}{4 \times 3{,}2} =$$

$$= 10{,}8 \simeq 11 \text{ ton}$$

Quanto ao esforço horizontal H, visto os pilares A, B e A_1 terem todos a mesma rigidez ele valerá:

$$H = \frac{Q}{6} = \frac{v \,.\, b_0}{6} = \frac{3{,}12 \times 3{,}4}{6} = 1{,}77 \text{ ton}$$

Como já dissemos, supondo que os pilares são articulados na base, na parte superior dos pilares A, B e A_1 existirá o momento.

$$M = H \,.\, h = 1{,}77 \times 5{,}0 = 8{,}85 \text{ ton} \times \text{m}$$

Como com certeza não existe articulação perfeita na base, a hipótese anterior conduziria a um resultado fortemente por excesso, de maneira que se adoptará para momento máximo, apenas o valor:

$$M_A = M_B = 0{,}75 \times 8{,}85 = 6{,}65 \text{ ton} \times \text{m}$$

e visto o vento poder actuar indeterminadamente dum lado ou doutro do silo devemos atender a este facto na colocação das armaduras dos pilares.

Procedendo anàlogamente para os pilares C, D e C_1 encontrar-se-ia para valor do esforço normal adicional de compressão ou de tracção devido ao vento:

$$2\, R_1 = 2 \times 10{,}8 = 21{,}6 \simeq 22 \text{ ton}$$

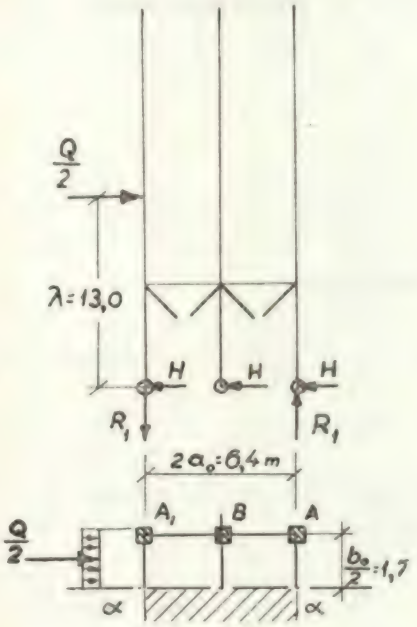


Fig. 14

Pelo que respeita aos esforços horizontais, em virtude do pilar D ter regidez diferente da dos pilares C e C_1 (vidé fig. 13) eles já não serão todos iguais. No entanto podem ser fàcilmente calculados da seguinte maneira. Se

for I_D o momento de inércia do pilar D e I_C o dos pilares C e C_1 (vidé fig. 15), ter-se-á então:

$$H_C = Q \cdot \frac{I_C}{2\,I_C + I_D} = Q \frac{1}{2 + \frac{I_D}{I_C}}$$

$$H_D = Q - 2\,H_C$$

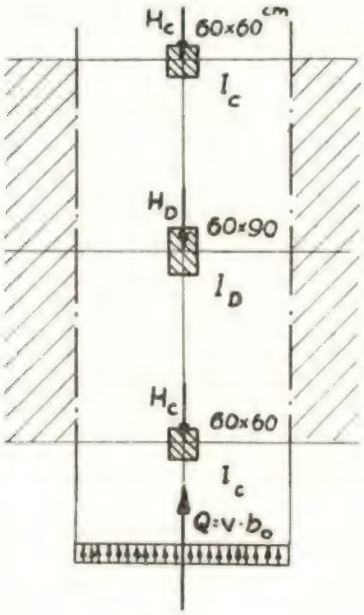


Fig. 15

Ora

$$\frac{I_D}{I_C} = \frac{90^3}{60^3} = \overline{1{,}5}^3 = 3{,}375$$

Substituindo valores:

$$H_C = \frac{1}{2 + 3{,}375} \times 3{,}12 \times 3{,}4 = 1{,}8 \text{ ton}$$

$$H_D = 3{,}12 \times 3{,}4 - 2 \times 1{,}8 = 7{,}0 \text{ ton}$$

e por outro lado, os momentos M_C e M_D na parte superior dos pilares C e C_1 e D serão:

$$M_C = 0{,}75 \times 1{,}8 \times 5{,}0 = 6{,}75 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$M_D = 0{,}75 \times 7{,}0 \times 5{,}0 = 26{,}25 \text{ ton} \times \text{m}$$

29 — Hipóteses de carga

Os pilares, uma vez calculados os esforços a que estão submetidos, deverão ser calculados nas seguintes condições:

a) *Pilares interiores*

TIPO D

1.º Solicitação (células cheias)

Esforço normal

$$N_D = \frac{P}{n} + 0 = \frac{1500}{6} = 250 \text{ ton}$$

Momento flector

$$M_D = \pm\, 26{,}25 \text{ ton} \times \text{m}$$

2) Solicitação (Células vazias)

Esforço normal

$$N'_D = \frac{F_1}{n} + 0 = \frac{430}{6} = 72 \text{ ton}$$

Momento flector

$$M'_D = \pm\, 26{,}25 \text{ ton} \times \text{m}$$

b) *Pilares de bordadura*

TIPO C

1.º Solicitação

$$N_c = \frac{P}{2n} \pm 2\,R_1 = \frac{1500}{2 \times 6} \pm 22 = \begin{cases} 147 \text{ ton} \\ 103 \text{ ton} \end{cases}$$

$$M_c = \pm\, 6{,}75 \text{ ton} \times \text{m}$$

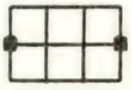
2.º Solicitação

$$N'_c = \frac{P_1}{2n} \pm 2\,R_1 = \frac{430}{2 \times 6} + 22 = \begin{cases} 58 \text{ ton} \\ 14 \text{ ton} \end{cases}$$

$$M'_c = \pm\, 6{,}75 \text{ ton} \times \text{m}$$

c) *Pilares de bordadura*

TIPO B



1.º Solicitação

$$N_B = \frac{P}{2n} + 0 = \frac{1500}{2 \times 6} = 125 \text{ ton}$$

$M_B = \pm 6{,}65$ ton $\times$ m

2.º Solicitação

$$N'_B = \frac{P_1}{2n} + o = \frac{430}{2 \times 6} = 36 \text{ ton}$$

$M'_B = \pm 6{,}65$ ton $\times$ m

d) *Pilares de canto*

1.º Solicitação

$$N_A = \frac{P}{4n} \pm R_1 = \frac{1500}{4 \times 6} \pm 11 = < \begin{matrix} 73 \text{ ton} \\ 51 \text{ ton} \end{matrix}$$

$M_A \pm 6{,}65$ ton $\times$ m

2.º Solicitação

$$N'_A = \frac{P_1}{4n} \pm R_1 = \frac{430}{4 \times 6} \pm 11 = < \begin{matrix} 25 \text{ ton} \\ 7 \text{ ton} \end{matrix}$$

$M'_A = \pm 6.65$ ton $\times$ m

Nota: — Nos valores de N indicados atrás, não se considerou o peso próprio dos pilares, visto que estamos a calcular a secção superior aonde o momento flector é máximo mas em que evidentemente a acção do peso próprio ainda se não faz sentir.

No entanto Magnel, no seu livro «Stabilité des Constructions» (edição de 1932) considera este peso próprio.

30 — Cálculo pròpriamente dito dos pilares

Para este cálculo, aconselha Magnel no citado livro, proceder do seguinte modo:

I) Calcular as dimensões dos pilares, supondo as células cheias, em compressão simples e admitindo uma fadiga baixa para o betão (por exemplo $R'_b = 45$ kg/cm²);

II) Calcular em seguida o aço, no caso duma armadura simétrica, supondo as células cheias, atendendo à flexão e admitindo uma carga de segurança um pouco mais elevada (por exemplo $R'_b = 50$ kg/cm²);

III) Verificar finalmente os pilares assim constituídos e para o caso das células estarem vazias.

* * *

Vamos aplicar estas regras ao cálculo dos pilares interiores (tipo D):

I') *Cálculo da secção*

Pelo artigo 38.º do R. P. B. A. é:

$$A_i = \frac{S}{R'_b} \text{ sendo } A_i = A'_b + 15\, A'_a \text{ e } p = \frac{A'_a}{A'_b}$$

Admitindo uma percentagem de armadura de 1 %,

$$A_i = A'_b\,(1 + 15\,p) = 1{,}15\, A'_b$$

e portanto

$$A'_b = \frac{S}{1{,}15\, R'_b}$$

Substituindo valores:

$$A'_b = \frac{250.000}{45 \times 1{,}15} = 4.830 \text{ cm}^2$$

ou seja um rectângulo de 90×60 cm

II') *Cálculo da armadura*

Como se viu na alínea 29 é:

1.º Solicitação (células cheias)

$N_D = 250$ ton

$M_D = \pm 26{,}25$ ton $\times$ m

$$i = \frac{M_D}{N_D} = \frac{26{,}25 \times 10^5}{25 \times 10^4} = 10{,}5 \text{ cm}$$

$$\frac{i}{a} = \frac{10{,}5}{90} = 0{,}117 \simeq 0{,}12$$

$$\lambda = \frac{R'_b \cdot a \cdot b}{N} = \frac{50 \times 90 \times 60}{25 \times 10^4} = 1{,}08$$

Pela tabela IV (Vasco Costa)

$\gamma = 1{,}4$

Armadura necessária (apenas para uma das faces — Fig. 16)

$$A'_a = \frac{\gamma \cdot a \cdot b}{100} = \frac{1{,}4 \times 90 \times 60}{100} = 76 \text{ cm}^2$$

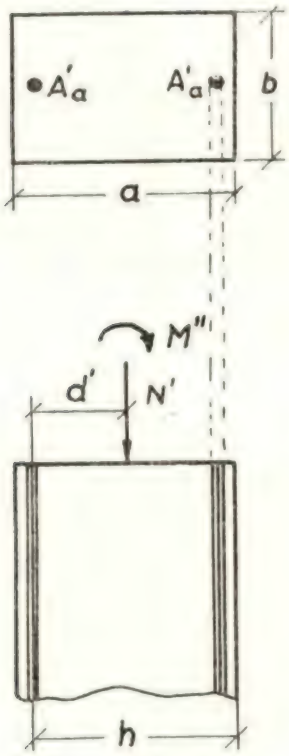


Fig. 16

III') *Verificação da secção*

Como se viu na alínea 29 é:

2.º Solicitação (células vazias)

$$N'_D = 72 \text{ ton}$$

$$M'_D = \pm 26{,}25 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$i' = \frac{M'_D}{N'_D} = \frac{26{,}25 \times 10^5}{72 \times 10^3} = 36{,}5 \text{ cm}$$

$$\frac{i'}{a} = \frac{36{,}5}{90} = 0{,}406$$

Pela tabela IV (Vasco Costa) para $\gamma = 1{,}4$ o valor de λ cai fora dos limites do quadro o que quer dizer que a secção deve ser verificada, não em compressão excêntrica mas sim em flexão composta. Será portanto necessário recorrer à tabela XVII. Utilizando a respectiva notação, será: (fig. 16)

$$h = 90 - 4 = 86 \text{ cm}$$

$$d' = 41 \text{ cm}$$

$$M = N'd' + M'' = 72 \times 0{,}41 + 26{,}25 =$$
$$= 65{,}75 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$d = \frac{M}{N'} = \frac{65{,}75}{72} = 0{,}913 \text{ m} = 91 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{91}{86} = 1{,}06$$

Pela tabela XVII, para $\gamma = 1{,}4$ e $\frac{d}{h} = 1{,}06$ obtém-se:

$$\lambda = 2{,}5 \quad \text{e} \quad R_a < 20\ R'_b$$

e portanto as fadigas a que ficam a trabalhar o betão e aço dos pilares do tipo D, no caso das células estarem vazias, serão respectivamente:

$$R'_b = \lambda \frac{N}{b\,h} = 2{,}5 \times \frac{72000}{60 \times 86} = 38 \text{ ks/cm}^2$$

$$R_a < 20\ R'_b = 20 \times 38 = 760 \text{ ks/cm}^2$$

Para os pilares dos restantes tipos proceder-se-ia de igual modo, devendo notar-se no entanto que nos pilares dos tipos A e C em que o esforço normal N apresenta quatro valores (devido à acção adicional devido ao vento) se deve considerar o maior para o cálculo da armadura e o menor, para a verificação da secção *.

31 — Verificação da estabilidade do silo

Proceder-se-á a esta verificação apenas para a hipótese do vento actuar sobre uma das faces maiores do silo, pelas mesmas razões que se indicaram na alínea 26.

Esforço devido ao vento (fig. 17):

$$V = 3\ b_o \cdot v = 3 \times 3{,}4 \times 3{,}12 = 32 \text{ ton}$$

Braço de alavanca de V:

$$\lambda = 13{,}0 \text{ m}$$

Momento de derrubamento:

$$M_d = V \cdot \lambda = 32 \times 13{,}0 = 415 \text{ ton} \times \text{m}$$

* Não se apresenta aqui o cálculo dos restantes pilares, para não alongar desnecessàriamente este artigo.

Peso do silo:

a) cheio → P = 1.480 ton

b) vazio → P_1 = 430 ton

Braço de alavanca de P ou de P_1:

$$\lambda' = 3{,}2 \text{ m}$$

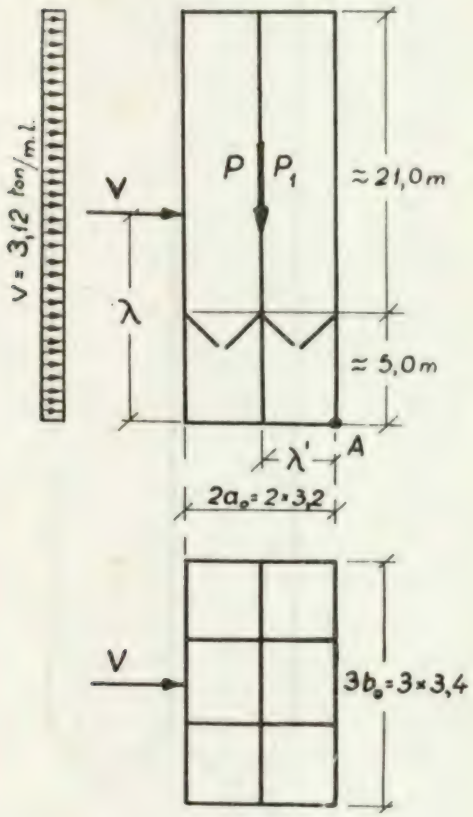


Fig. 17

Coeficiente de segurança ao derrubamento

a) silo cheio:

$$K = \frac{P \cdot \lambda'}{M_d} = \frac{1.480 \times 3{,}2}{415} = 11{,}4 > 2{,}0$$

b) silo vazio

$$K' = \frac{P_1 \cdot \lambda'}{M_d} = \frac{430 \times 3{,}2}{415} = 3{,}3 > 2{,}0$$

32 — Estudo da fundação do silo

Para um pilar do tipo D (vidé alínea 29) com 60 × 90 cm o esforço normal é de 250 ton e se a este valor juntarmos 7 ton correspondentes ao peso próprio do pilar a pressão no terreno seria:

$$\sigma = \frac{257000}{60 \times 90} = 48 \text{ kg/cm}^2$$

valor este que não poderia ser suportado em boas condições de segurança mesmo se o terreno de fundação fosse de natureza rochosa.

Para resolver o problema ter-se-á então que recorrer a uma das duas soluções:

a) Fundação por estacas

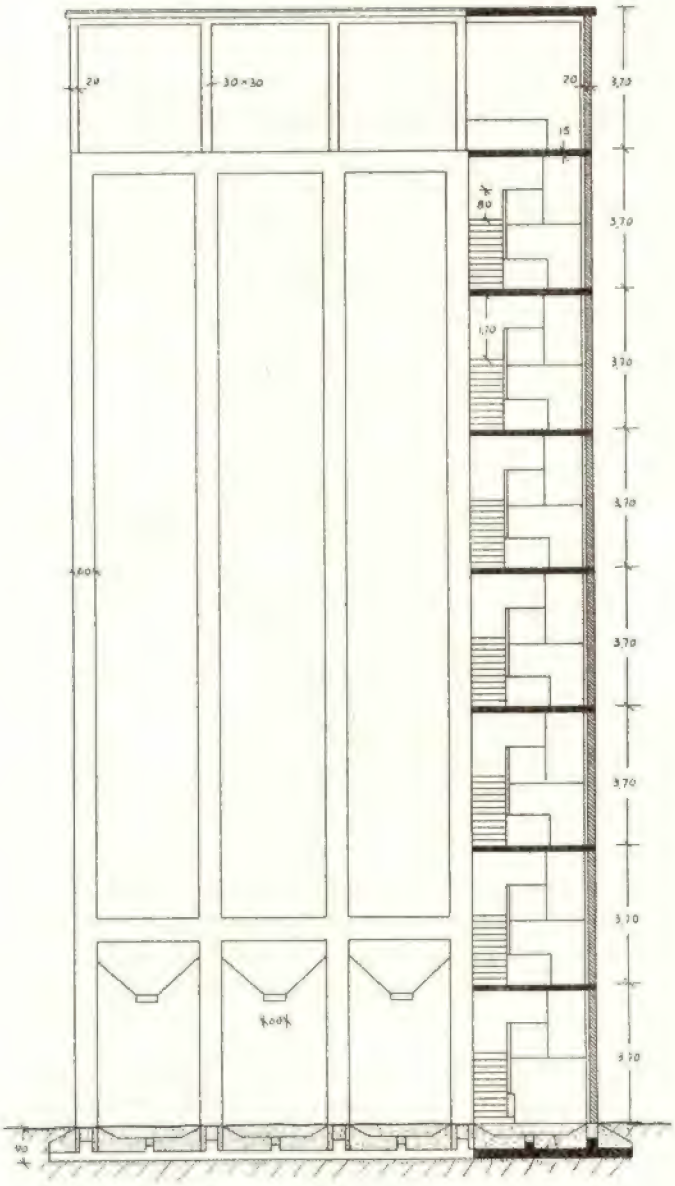
b) Ensoleiramento geral

mas visto qualquer delas fugir do âmbito deste trabalho, não apresentaremos o seu cálculo.

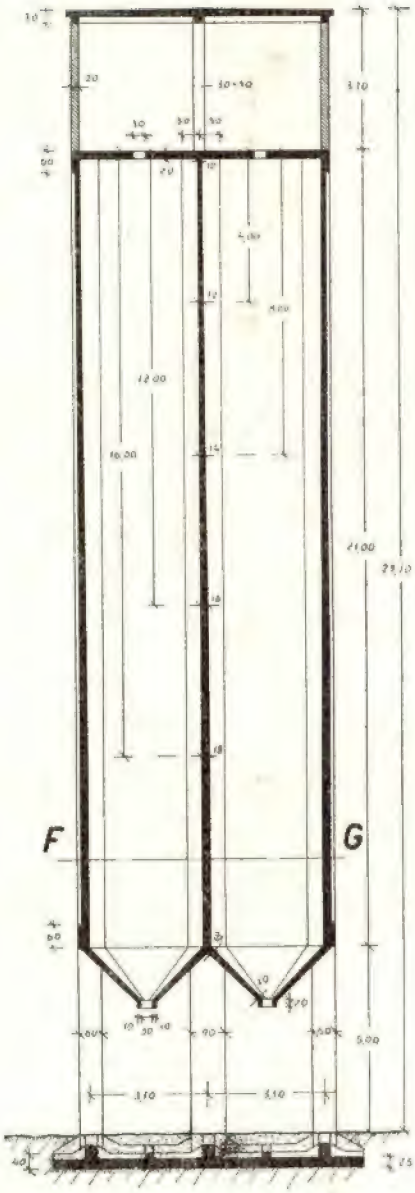
O cálculo dum ensoleiramento geral não é mais do que o dum pavimento vigado em que a carga (neste caso a reacção do terreno) é vertical, mas actua de baixo para cima.

Nota: — Nos desenhos de pormenor que acompanham o presente trabalho, na planta das fundações indicam-se as dimensões aproximadas dos vários elementos (lages, vigotas e vigas principais) que constituem o ensoleiramento geral visto ter sido esta a solução adoptada para a fundação do silo.

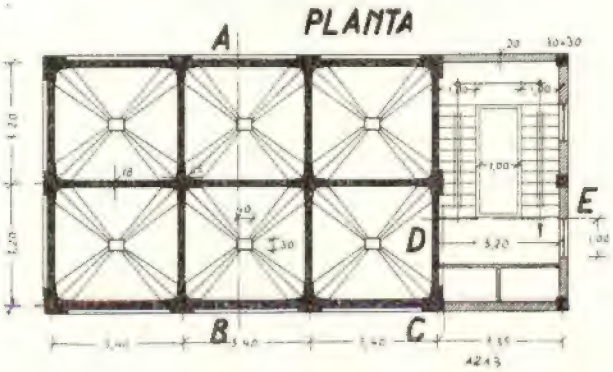
ALÇADO CORTE $\overline{CDE}$



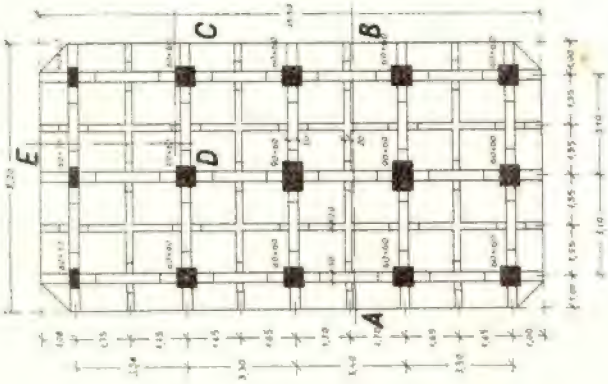
CORTE $\overline{AB}$

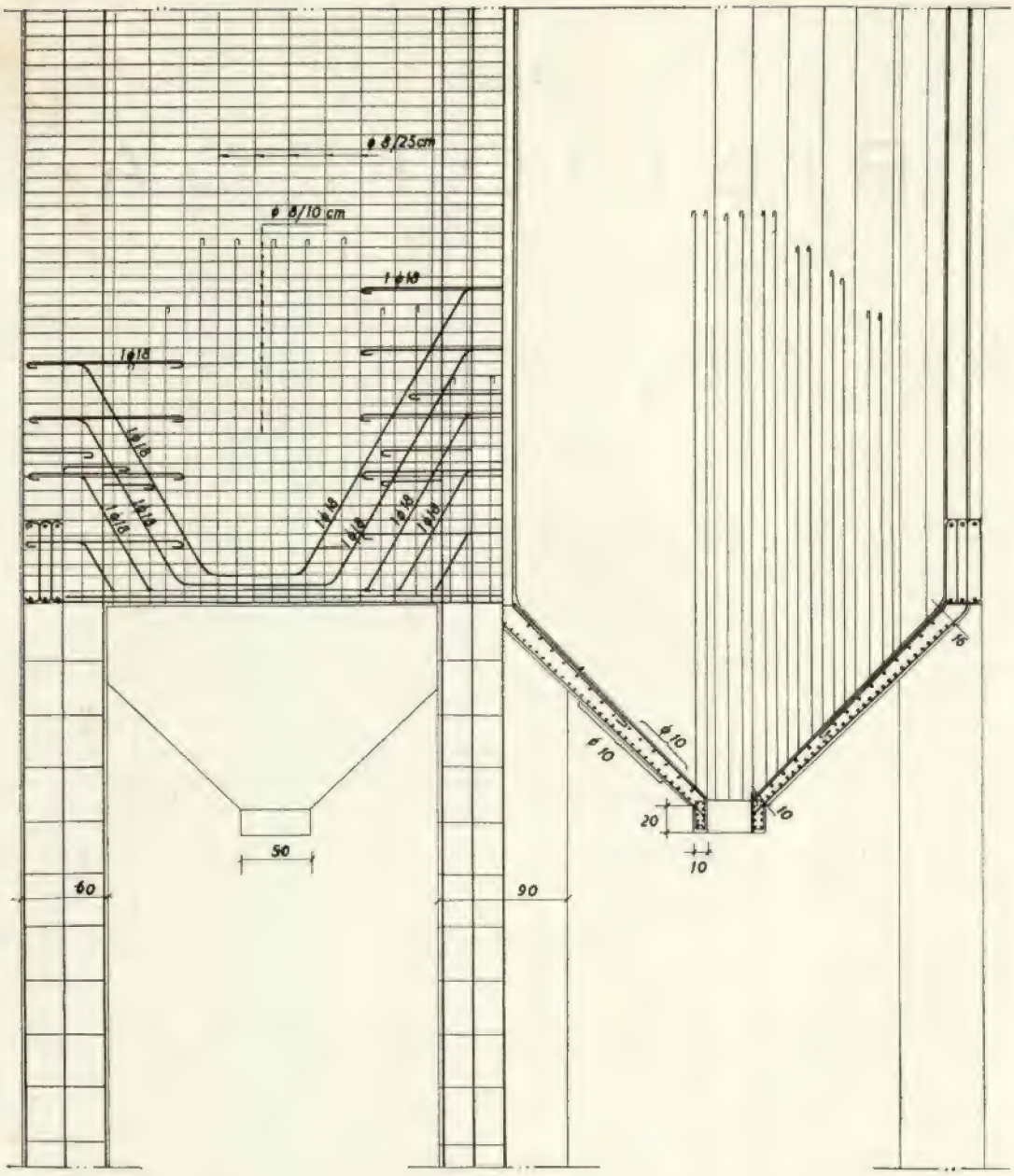


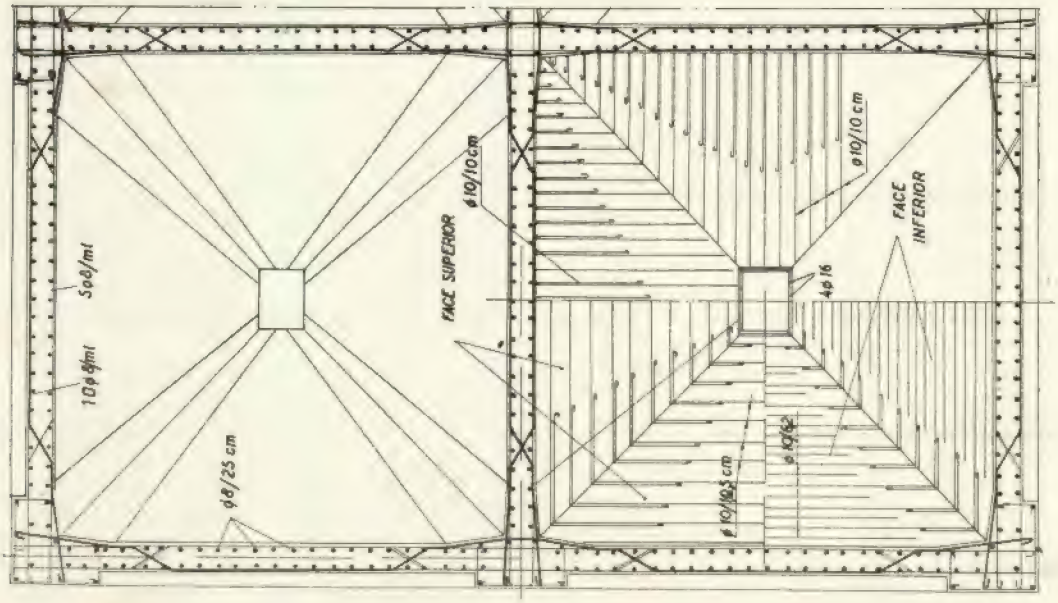
PLANTA



PLANTA DAS FUNDAÇÕES




ø 8/25cm
ø 8/10 cm
1 ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
1ø18
ø 10
ø 10
20
10
10
50
60
90
18


5ø6/mt
10ø8/mt
ø8/25 cm
FACE SUPERIOR
ø10/10cm
ø10/10 cm
FACE INFERIOR
4ø16
ø10/10 cm
ø10/62

BIBLIOTECA

LIVROS

C. D. 679.5

Handbook of Engineering Plastics

Por D. WARBURTON BROWN, A. M. I. A. E.

Edição da George Newnes Limited — London
328 páginas

A palavra *material plástico* tem-se espalhado enormemente e é já lugar comum dizer-se ser ela que cada vez mais caracteriza o século XX. No entanto, infelizmente, entre nós, não se têm acompanhado com o devido interesse nem os aperfeiçoamentos da técnica da sua fabricação nem a quantidade de novos materiais e respectivas aplicações que continuam a surgir.

Este *Handbook* é um livro de consulta para os engenheiros e todos os que lidam com a aplicação ou fabrico de produtos plásticos.

Além do texto, que trata desenvolvidamente das propriedades físicas e mecânicas dos diferentes tipos de plásticos (utilizando gráficos, para maior clareza), contém um grande número de tabelas que apresentam, duma maneira condensada, os elementos necessários para a escolha conveniente de materiais plásticos em função das diferentes condições de serviço

Os processos de moldação, de trabalho e de soldagem recebem uma atenção cuidada e dedicaram-se capítulos especiais às especificações *standard*, ao exame dos plásticos utilizando os raios X, e aos modelos de materiais plásticos transparentes destinados ao estudo da distribuição das tensões nas peças em carga pelos processos da fotoelasticidade.

Outro capítulo trata do recobrimento dos plásticos por uma camada metálica, para efeitos decorativos ou de blindagem eléctrica; contém dados relativos a ensaios para determinar a eficiência da capa metálica nos plásticos.

O livro termina por uma série de Apêndices úteis, um dos quais contém uma lista das designações comerciais dos diferentes materiais plásticos e outro uma tabela de tolerâncias recomendadas para as moldações.

A. B.

REVISTAS

	C. D.	
Aeroplane (The)	629.13	Inglaterra
n.os 1849, 1850, 1851, 1852, 1853, 1854, 1855.		
Aircraft Engineering	629.13	Inglaterra
n.os 212, 213.		
Anais do Club Militar Naval	623	Portugal
n.os 7-8.		
Aqui e Além	7:8	Portugal
n.º 5.		
Arbor	(05)	Espanha
n.º 15.		
Arcos	621.791	Bélgica
n.º 102.		
Arquitectura Portuguesa	72	Portugal
n.º 138.		
Bulletin Analytique	015:6	França
n.os 3, 5.		
Bulletin du Congres des Chemins de Fer	625	Bélgica
n.º 7.		
Boletim Geral das Colónias	3:9	Portugal
n.os 254, 255, 256, 257.		
Boletim da Sociedade de Geografia de Lisboa	69	Portugal
n.os 7, 8.		
Brotéria	(05)	Portugal
fasc. 4.		
Cemento	666 98	Espanha
n.º 152.		

Ciencia y Tecnica . . . . . n.º 533.	62/69	Argentina
Civil Engineering . . . . . n.º 485.	62/69	Inglaterra
Dyna . . . . . n.º 11.	62/69	Espanha
Estudos . . . . . n.º 250.	(05)	Portugal
Gil Vicente . . . . . n.ºs 9, 10.	(05)	Portugal
Gazeta dos Caminhos de Ferro . . . . . n.ºs 1415, 1416.	625	Portugal
Indústria Portuguesa . . . . . n.º 223.	62/69	Portugal
Informaciones Iram. . . . . n.ºs 8, 9.	389.6	Argentina
Ingenieria (La) . . . . . n.ºs 861, 862.	62	Argentina
Instituto (O) . . . . . vol. 107.	(05)	Portugal
Memorial do Estado Mayor . . . . . n.ºs 7, 8.	623	Colombia
Ossature Metalique . . . . . n.ºs 11, 12.	624.014	Bélgica
Portucale . . . . . n.ºs 3, 4.	(05)	Portugal
Revista de Artilharia . . . . . n.º 258.	623	Portugal
Revista do Club de Engenharia . . . . . n.º 122.	62	Brazil
Revista da Faculdade de Engenharia do Porto . . . . vol. XII, n.º 1.	62	Portugal
Revista de Obras Públicas . . . . . n.º 2780.	624/628	Espanha
Revista da Ordem dos Engenheiros . . . . . n.º 34.	62	Portugal
Revue Brown Boveri. . . . . tomo XXXIII, n.º 3.	621.3	Suíça
Seara Nova . . . . . n.ºs 1010, 1011, 1012.	3 (07)	Portugal
Suíssa Tecnica . . . . . ano 25.º, n.º 2.	62/69	Suíça

FICHEIRO

Ensino

C. D. 378

Influencia social del Ingeniero — *José Luiz Múzquiz.*
Técnica 12-946, n.º 169, págs. 49/52.

Química

C. D. 543 7:546 811

Determinação do teor de estanho no metal (adaptação duma nota apresentada à Academia das Ciências de Lisboa, em 9-4-946) — *A. Herculano de Carvalho, J. Duarte de Almeida.*
Técnica 12-946, n.º 169, págs. 53/58.

Turbinas

C. D. 621.1

La Turbina Aerodinàmica. La máquina productora de energia termodinámica en circuito cerrado — *Prof. Dr. J. Ackeret y Obering C. Keller.*
Ingenieria (La), 3-946, págs. 166/183.

Não obstante a difusão extraordinária da turbina de gás, as suas possibilidades estavam materialmente limitadas pelas altíssimas temperaturas que devem utilizar-se para conseguir os mais altos rendimentos. Os engenheiros suiços Ackeret & Keller introduziram no problema, aparentemente sem solução, uma variante fundamental e verdadeiramente engenhosa. Possue vários gráficos e esquemas e 3 fotografias.

C. D. 621.1:629.13

Algumas referencias con respecto a las turbinas a gas aplicadas a los aviones — *Eng.º Juan B. De Nardo.*
Ingenieria (La), 3-946, n.º 857, págs. 199/204.

Com este breve estudo pretende-se destacar que a turbina a gás em aviação apareceu não só para ocupar o lugar dos motores de êmbolo, em muitos casos. Possui 2 fotografias, 3 gráficos e 2 esquemas.

C. D. 621.165.6:621.161

Les turbines Brown Boveri à vapeur d'echappement augmentant la puissance ou diminuent la consommation des machines à pistons — *R. Schmid (S. d.)*
Brown Boveri, págs. 71/75.

C. D. 621.3.016.35

Sur une generalisation des criteres de stabilité de Nyquist et de Leonhard — *W. Frey (M. D.)*
R. B. B. C., 3-946, n.º 3, págs. 59/65.

Demonstração dos dois critérios de estabilidade de Leonhard e de Nyquist sem sermos conduzidos a um sistema de base de características eléctricas.

Máquinas Eléctricas

C. D. 621.313.13-213.3

Moteurs fermes pour service intermittent comportant des arrêts de longue durée dans des locaux humides — *W. Joggi (P. H.).*
Brown Boveri, 3-946, n.º 3, págs. 69/70.

C. D 621.313.333

Marche en monophosé des moteurs anychromes triphasés — *M. Riggenbach (C. C.)*
Brown Boveri, 3-946, n.º 3, págs. 79/80.

C. D. 621.316.93:621.314.21

Sustensions aux points neutres isolés de transformateurs — *H. Meyer (P. H.)*
Brown Boveri, 3-946, n.º 3, págs. 77/78.

C. D. 621.35

Hidrogeno electrolitico — *Juan Infante Arias.*
Dyna, 11-946, n.º 11, págs. 563/570.

Descrição sumária dos principais tipos de células produtoras de hidrogénio.

C. D. 621.354

Triplicação estática de frequência, obtendo um sistema trifásico simétrico — *Armando P. dos Reis Miranda.*
Técnica, 12-946, n.º 169, págs. 87/92.

Telecomunicações

C. D. 621.396.44

Les principes fondamentaux des transmmissions multiplex por impulsions modulées. — *H. J. V. Bayer (M. — G. F.)*
Brown Boveri, 3-946, n.º 3, págs. 65/69.

Princípios do novo sistema de transmissão, de grande aplicação nas ondas decimétricas e centimétricas.

C. D. 621.515.004.5

Dispositif de controle pour les soupapes antipompage manoeuvrées à la main des turbo-souffantes — *Ad. Baumann (P. H.)*
Brown Boveri, 3-946, n.º 3, pág. 77/77.

C. D. 621.6.01

Regimen variable en tuberias. Teoria general del golpe de ariete — *J. Pastor Ruperez.*
Dyna, 5-946, n.º 6, págs. 275/286.

C. D. 621.71.37

Indústria e Técnica (extracto dum artigo consagrado à inauguração do Laboratório Central de Investigação, da Sulzer) — *F. Oederlin.*
Técnica, 11-946, n.º 168, págs. 1/3.

C. D. 621.78

Tratamientos termicos de los aceros (liquidos de temple) — *Jose Apraiz.*
Dyna, 11-946, n.º 11, págs. 556/562.

Fotografias da operação de têmpera dos aços; curvas de resfriamento de alguns materiais.

C. D. 621.96

Corte oxhídrico debajo del água — *R. E. Doré.*
Dyna, 10-946, n.º 10, págs. 503/506.

Tipo moderno de soplete-cortador para trabajar sumergido; nuevo encendido debajo del água; aplicacion a los trabajos de ingenieria; una labor pesada; el caso del «Valient»; colocacion de un explosivo.

Engenharia Civil

C. D. 624.012.3:72

El hormigon armado en la arquitectura actual — *J. Gil Montero.*
Cemento-Hormigon, 946, vol. XII, n.º 151, págs. 275/277.

Faz realçar as vantagens do betão sob o ponto de vista económico e de rapidez de construção, não prejudicando as concepções arquitectónicas que são realizadas ainda com mais facilidade.

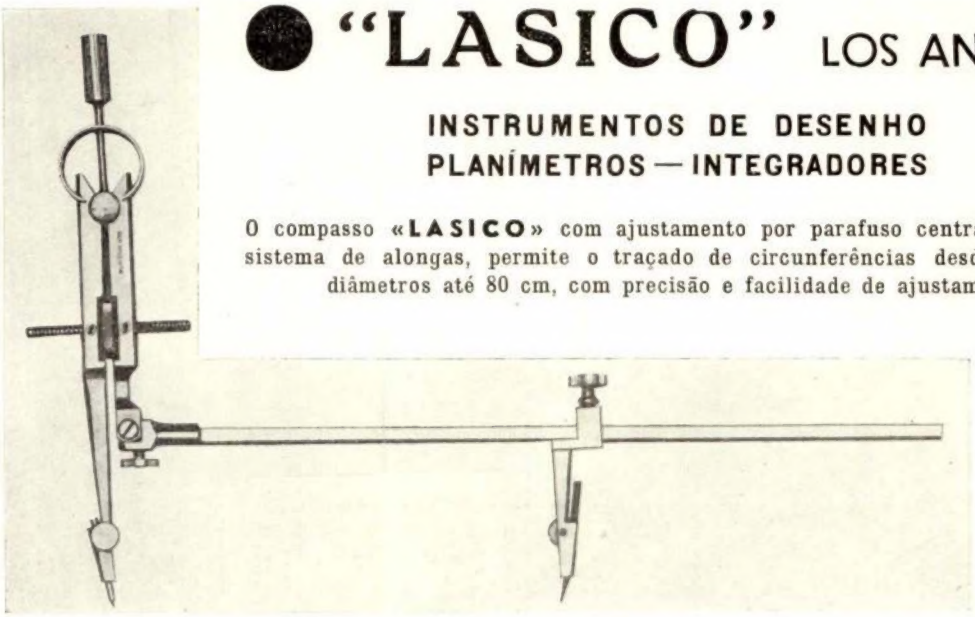
C. D. 624.044

Sobre o método de aproximações sucessivas de Hardy Cross — *José Quintino Rogado.*
Técnica, 12-946, n.º 169, págs. 93/95.

"LASICO" LOS ANGELES

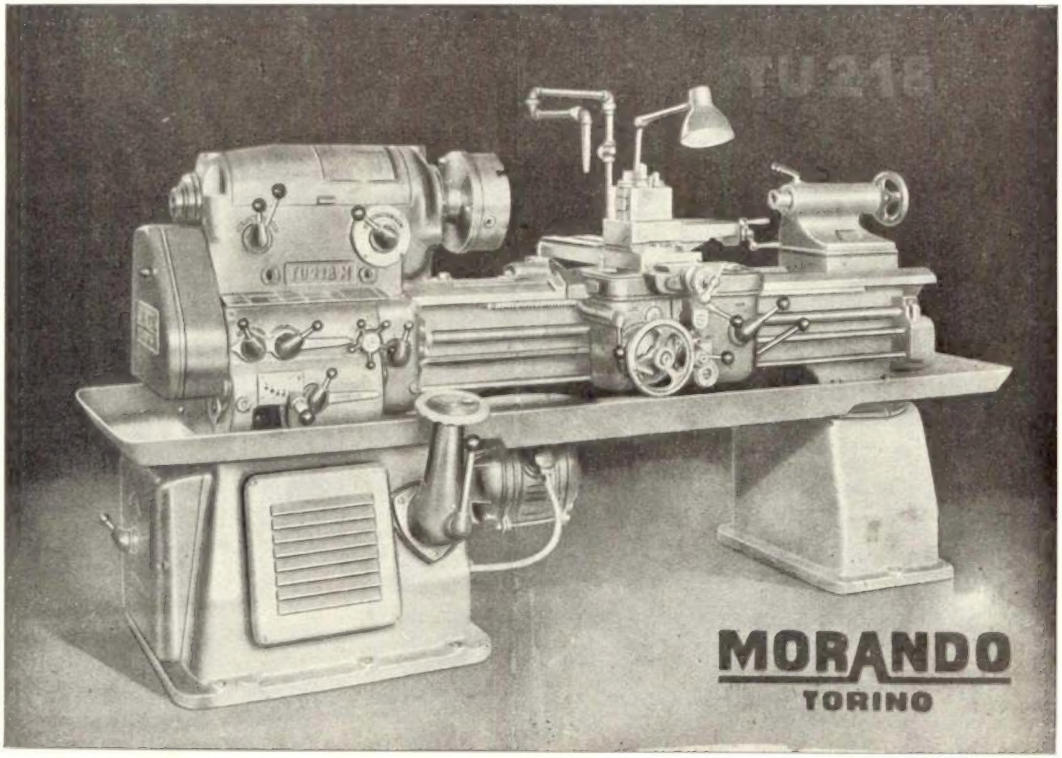
INSTRUMENTOS DE DESENHO
PLANÍMETROS — INTEGRADORES

O compasso «**LASICO**» com ajustamento por parafuso central e o novo sistema de alongas, permite o traçado de circunferências desde pequenos diâmetros até 80 cm, com precisão e facilidade de ajustamento



OFF. MECCANICHE MORANDO — TORIM

TORNOS PARALELOS RÁPIDOS —— TORNOS SEMI-AUTOMÁTICOS



Representante

LOPES MONTEIRO **RUA DO VALE DE SANTO ANTÓNIO, 47 — LISBOA**

C. D. 624 094

Cálculo da secção dos pilares em que se apoia uma lage quadrada com nervuras, tudo de betão armado, tendo-se em consideração a variação de temperatura ambiente — *João Severo Cunha.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 10-946, n.º 34, págs. 627/636.

C. D. 625.285

Automotoras para os nossos caminhos de ferro — *Rogério Vasco Ramalho.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 1-10-946, n.º 34, págs. 600/626.

Depois duma passagem breve sobre os factos que determinaram a encomenda de automotoras, faz-se um estudo das características do motor e transmissão.

C. D. 625.7

Estudio de un estabilizado hidráulico a base de ripio salitrero de Maria Elena — Aplicação a un troço da estrada Pan-Americana — *Ing. Don Mario Duran Morales.*

Revista de Camiños, 3-4-946, n.ºs 3-4, págs. 65/86.

A — Generalidades.
B — Estudios previos y analisis de laboratório.
C — Construccion de un tramo experimental.
D — Costo.
Contém vários gráficos.

C. D. 625.7

Plantillas planimétricas para perfiles transversales y ábacos auxiliares para la cubricacion de movimientos de tierras en proyetos de carreteras y ferrocarriles — *Ing. António Lopez Jamar.*

Revista de Camiños, 5-6-946, n.ºs 5-6, págs. 163/175.

Presenta el autor, justificándolas debidamente, una serie de plantillas y ábacos, que se propone editar, y que habran de simplificar notablemente las operaciones de cubicación de movimientos de tierras.

(De la Revista de Obras Públicas de Madrid)

C. D. 625.7:624.012.3

Camiños con pavimento de Hormigon mejorado — *Ing don Gustavo Gandarillas.*

Revista de Camiños, 3-4-946, n.ºs 3-4, págs. 50/56.

Considerações gerais.
Processo de construção.
Fadigas de rotura.
Percentagem de vazios.
Materiais de betão.

C. D. 626

The Australian Artesian Basin — *Anónimo.*

Civil Engineering, 11-946, vol. XLI, n.º 485, págs. 441/442.

Considerations.
Basin Rain-ped.
Continuing flow.

C. D. 626:621.31

Possibilidades Hidroeléctricas de Portugal — *José Juan — Anacil Segura.*

Revista de Obras Públicas, 4-946, n.º 2772, págs. 170/178.

Trata-se de um comentário que faz o autor sobre uma importante conferência efectuada pelo notável Engenheiro Carvalho Xerez, Chefe de Estudos da Direcção Geral dos Serviços Hidráulicos.

C. D. 629.11

Contribuicion al estudio de la estabilidad de los vehiculos — *V. de Bueno.*

Dyna, 9-946, n.º 9, págs. 441/448.
Dyna, 10-946, n.º 10, págs. 497/502.

I — Ensayo de predeterminacion de las condicions de estabilidad de un vehiculo mediante indices característicos.
II — Estudio de los movimientos de la masa suspendida en un vehiculo completo.
III — Estabilidad de direccion.
6 figuras.

Química Industrial

C. D. 662.2

Molienda de esmaltes — *A Biddulph.*

Dyna, 11-946, n.º 11, págs. 574/576.

Teoria de la molienda; Practica del mojado de las placas; sumersion de cuencos; Metodos de ensayo; Ensayos más exactos; Ensayos de peso.

C. D. 666.94

Aplicacion del gasógeno a leña para la fabricación de Cemento Portland — *Mario Nanci.*

Cemento-Hormigon, 1946, vol. XII, n.º 151, págs. 263/266.

C. D. 669.09

La metalurgia en polvo y los metales refractários — *Allan L. Percy.*

(Extraido de Stelo, n.º 24, 1946, págs. 106/108 e 146/148).

Dyna, 11-946, n.º 11, págs. 577/582.
Instalações de produção industrial.

C. D. 669.1

Interpretação da estrutura cristalina da cementite — *Trad. do Eng.º Marques Pereira.* (Do Mundo Técnico).

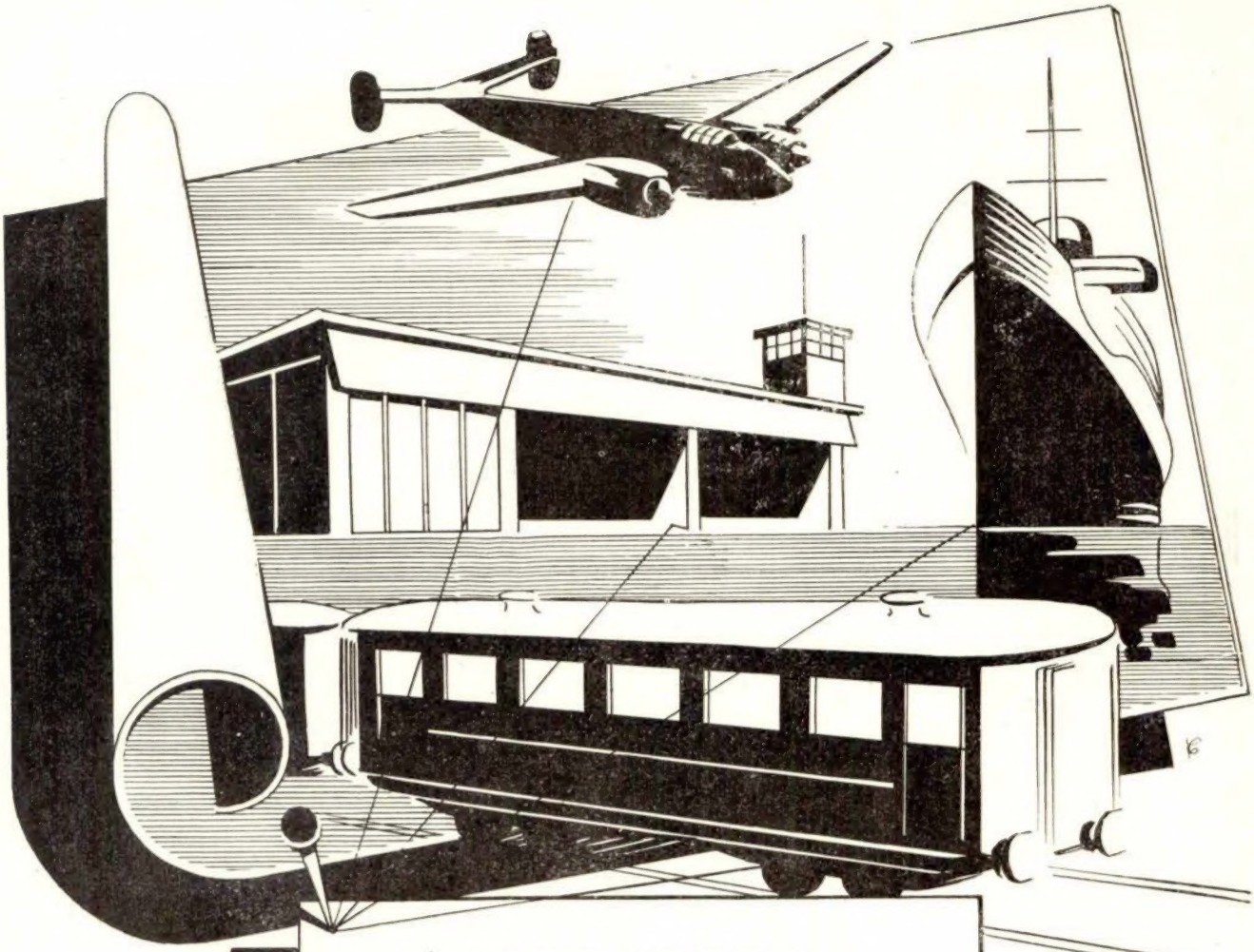
Técnica, 10-946, n.º 168, págs. 39/42.

C. D. 669.27:547.25.78

Carburetos metálicos duros — *Aurelio Cerri.* (Do Mundo Técnico).

Técnica, 12-946, n.º 169, págs. 96/98.

Tradução dum artigo do Boletin de Investigationes Petroleras, sobre a nova indústria dos metais em pó.



MADEIRAS

por excelência especiais para contra-placados próprios para a construção de aviões e infraestruturas, adornos interiores de carruagens de caminhos de ferro, construções navais e mobiliário.

DUARTE & REIS, L.DA

Importadores e Exportadores

telegramas BISSILON

RUA DA PALMA, 40, 2.º
LISBOA

telefone 30179